Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique





UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département d'hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER

FILIERE : Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

THEME

Modélisation hydraulique d'un oued algérien en tenant compte de l'effet de la dissipation d'énergie (cas de l'oued K'sob)

Dirigé par :
Dr. HASBAIA.M

Présenté par :
Mr. GUESRI Mourad

Promotion : 2013/2014





Remerciements



Au moment où on achève ce travail, je remercie ALLAH tout puissant qui m'a donné la force et la volonté pour finir ce travail

J'adresse mes grands remerciements au Dr. HASBAIA Mahmoud pour avoir accepté de m'encadrer, pour ses encouragements et sa patience.

Je remercie surtout mon oncle TAHI Nadjib, pour ses conseils, ses efforts et ses orientations durant mon cycle d'études

Toute ma reconnaissance va également à tous les enseignants du département d'hydraulique à l'université de M'sila

Mes plus vifs remerciements à toute ma famille : mon père Mohamed, ma mère, mes sœurs, mes frères, mes oncles, mes tantes et mes proches pour leurs encouragements et pour leurs soutient permanent et à la collègue ADOUI Halima qui m'a aidé pour accomplir ce travail.

Je remercie aussi tous mes collègues de la promo (master/ hydraulique urbaine 2013-2014) et tous mes amis surtout Sallah, Ahmed, Amar, Zino, Adel, Mohamed, Hichem,Rabah,Houssem, Mohsen ,Amar et Tayeb et pour leurs soutiens

Je tiens finalement à remercier, tous ceux qui m'ont enseigné durant toutes mes années d'études... Baraka ALLAH fikom



Dédicace

A mes parents ;

A mes sœurs et frères : Samira, Soufiane, Tarek et Ilhem ;

A tous mes collègues

A tous mes proches et amis qui m'ont toujours soutenu

et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

Je dédie ce modeste travail.

- Mourad -

Notations

- **Liste des variables**

Symbole	**Description**
ρ	La masse volumique de liquide ;
U, V	Vitesse moyenne de l’écoulement ;
ΔH	La perte de charge ;
Fr	Nombre de Froude ;
g	L’accélération de la gravité ;
Y	La profondeur d’eau ;
R	Le Rayon de la section d’écoulement ;
R_e	Le nombre de Reynolds ;
D_h	Le diamètre hydraulique ;
R_h	Le Rayon hydraulique ;
C	Coefficient de Chézy ;
I	La pente du canal ;
S_m	La surface mouillée ;
P_m	Le périmètre mouillé ;
γ	Valeur dépend de la nature des parois ;
n	Coefficient de Manning ;
K_s	Coefficient de Strickler ;
ξ	La hauteur moyenne de la rugosité de la paroi ;
υ	viscosité cinématique du liquide ;
P	La pression ;
P_{atm}	La pression atmosphérique ;
H	La charge spécifique ;
S	La section ;
h_c	La profondeur critique ;
J_c	La pente critique ;

- **Liste des indices**

Indice	**Description**
am	Se rapportant à l'amont d'un ouvrage ;
av	Se rapportant à l'aval d'un ouvrage ;
EQ	Se rapportant à l'ensemble de l'écoulement ;
FP	Se rapportant au lit major (FP =Flood Plain) ;
i	Se rapportant à l'élément de calcul (maille ou nœud) n°i ;
i,j	Se rapportant à l'interface entre les éléments de calcul n°i et n°j ;
j	Se rapportant à l'interface n°j ;
L	Se rapportant à l'état gauche du problème Riemann ;
MC	Se rapportant au lit mineur (MC = Main channel) ;
R	Se rapportant à l'état droit du problème de Riemann ;
x	Se rapportant à la direction Ox ;
y	Se rapportant à la direction Oy ;

- **Liste des exposants**

Exposant	**Description**
n	Se rapportant au n^{ième} pas de temps de calcul ;

Table de matière

Chapitre III : Modèle hydraulique 1D dans l'étude des inondations (cas de la crue - 1994)

Chapitre IV : Contribution à l'étude de l'effet des pertes de charge dans la modélisation hydraulique

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Chapitre III :

Chapitre IV :

ملخص :

الفيضانات عبارة عن نموذج من الجريانات الانتقالية .هذه الجريانات تخضع إلى النماذج الهيدروليكية مثل النماذج ذات البعد الواحد التي ترتكز على معادلات سان فينان المتمثلة في قوانين انحفاظ المادة وكمية الحركة. في هذا العمل ، استعملنا الترميز ذات بعد واحد "ريبارب" لمحاكاة الفيضان الجارف (23-09-1994) على مقطع من واد القصب الذي يعبر مدينة المسيلة . النتائج سمحت لنا بتعريف حدود الفيضان ، هذه الأخيرة تمت مقارنتها مع الحدود الحقيقية للفيضان حيث أعطت دقة مقبولة .

الجزء الثاني من العمل تم تسخيره لاختبار تأثير قوانين ضياع الطاقة على جودة نتائج الرموز الهيدروليكية. من خلال المحاكاة باستعمال عدة قوانين لضياع الطاقة وجدنا أن هذه القوانين تستطيع تهويش أو تحسين نتائج "ريبارب" وفق المجال الذي تتطلبه هذه القوانين .

Résumé :

Les crues sont un exemple type des écoulements transitoires. Ces écoulements sont gouvernés par les modèles hydrauliques comme ceux d'1D qui sont basés sur les équations de Barré Saint Venant représentant les lois de conservation de la masse et de la quantité de mouvement.Dans ce travail, nous avons utilisé le code 1D « Rubarbe » de l'Irstea de Lyon pour simuler la crue violent de 23-09-1994 sur le tronçon de l'oued de K'sob qui traverse la ville de M'sila. Les résultats ont permis d'identifier les limites de débordement, ces dernières ont été comparées aux limites réelles avec une bonne précision. Une deuxième partie de ce travail a été consacré à l'examen de l'effet des lois de perte de charge sur la qualité des résultats des codes hydrauliques. A travers plusieurs simulations avec plusieurs formules de perte de charge, nous avons constaté que ces lois peuvent considérablement perturber ou améliorer les résultats de Rubarbe selon la validité du domaine de la formule utilisée.

Abstract :

Floods are a typical of unsteady flows cases. These flows are governed by the hydraulic models such 1D models which are based on theBarré-Saint Venant equations representing the conservation laws of mass and momentum. In this work, we used the 1D code "Rhubarb" of Irstea of Lyon to simulate the violent flood of 23-09-1994 on the reach of K’sobwadi which crosses the city of M'sila. The obtained results were used to draw the overflow alea limits; these limits were compared to the real limits with a good accuracy. A second part of this work was devoted to the examination of the effect of the losslaws on the quality of the results of hydraulic codes. Through a several simulations (in the same conditions) with sixfriction formulas, we found that these formulas can significantly disrupt or enhance the results of Rhubarb according to the validity domain of the usedformula.

Introduction Générale

L'eau est la source de la vie, elle est indispensable à l'existence, au développement et la vie de l'homme y compris ses activités comme l'industrie ou l'agriculture.

Presque 72 % de la surface de la Terre est recouverte d'eau (soit 97 % d'eau salée et 3 % d'eau douce dans différents réservoirs), sous forme liquide dans les océans et sous forme gazeuse comme vapeur d'eau dans la nature.

Les eaux de surface sont mobilisées dans les retenues et les barrages et souvent en écoulement dans les cours d'eau. Ce dernier peut poser le problème d'inondation si la géométrie des cours d'eau n'est pas en plein congruence avec les précipitations. L'écoulement dans les cours d'eau est très complexe du fait que : il n'est pas uniforme, non permanent, chargé en sédiments et souvent dans des géométries complexes. Dans ce travail nous allons étudier l'écoulement dans l'oued K'sob en période de crue.

Dans cet objectif, on commence par donner des généralités sur les lois et les principes des écoulements à surface libre dans les cours d'eau. Dans le 2ème chapitre, nous présentons un aperçu général sur la modélisation hydraulique des écoulements transitoires dans cours d'eau, particulièrement la modélisation 1D. Dans le 3ème chapitre nous simulons la plus importante crue enregistrée dans l'oued K'sob (23-09-1994). Cette crue a débordé dans plusieurs endroits dans la ville de M'sila. Pour cela nous utilisons le code de calcul RubarBE (développé à IRSTEA de Lyon avec laquelle l'université de M'sila a signé une convention d'utilisation et de développement de ce code).

Dans le dernier chapitre, nous contribuons à l'étude des effets de lois de perte de charge (souvent des lois empiriques) dans les modèles hydrauliques, pour cet effet, et après une recherche bibliographique nous allons sélectionner quelques lois couvrant la majorité des cas pratiques. Nous simulons la même crue (de 23-09-1994) et sur le même tronçon du oued K'sob, mais avec les différentes lois de perte de charge ainsi choisis pour voir la variation des résultats selon ces lois de perte de charge.

.



Chapitre I

Généralités sur les écoulements dans les cours d'eau

Chapitre I: Généralités sur les écoulements dans les cours d'eau

I.1 Introduction :

On désigne par écoulements à surface libre les écoulements dans lesquels le fluide qui s'écoule est en contact avec l'atmosphère. Cette configuration apparaît dans les canaux, les rivières ou les grandes étendues d'eau comme les lacs, les mers ou les océans. Par opposition, les écoulements dits "en charge" sont ceux dans lesquels le fluide emplit complétement la canalisation. Dans les écoulements à surface libre, la difficulté majeure est de déterminer les caractéristiques de la surface libre : position, forme, vitesse.

Nous présentons dans ce chapitre des généralités sur les écoulements dans les cours d'eau, dans le but de comprendre les problèmes courants d'ingénierie fluviale.

I.2 Généralités :

Dans l'écoulement à surface libre, le liquide s'écoule à une surface libre sous l'action de son poids propre et la pression atmosphérique à travers des canaux naturels ou artificiels:

- Les canaux naturels sont les cours d'eau sans aménagement tels que les rivières, les torrents, les fleuves, les oueds et les estuaires qui possèdent des sections irrégulières.

- Les canaux artificiels sont les canaux construits par l'homme en béton, en maçonnerie, comme les canaux d'adduction, d'évacuation, d'irrigation et de drainage

Ces écoulements se caractérisent par une hauteur d'écoulement petite par rapport à la longueur d'écoulement. On parle d'écoulement filaire ou unidimensionnel (x, t).[1]

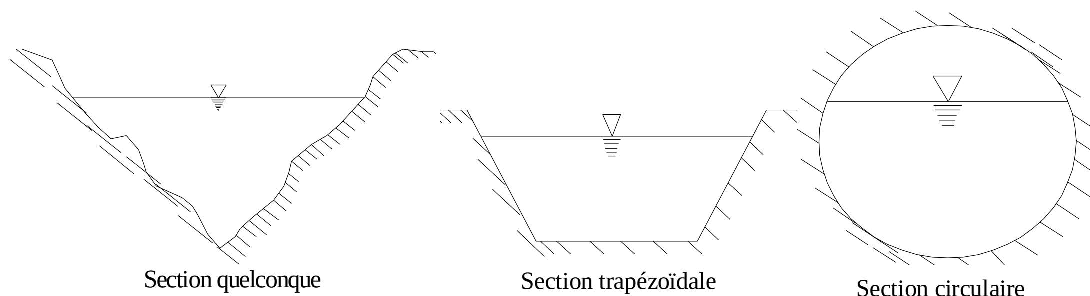


Figure.I.1 Types des canaux

I.3 Classification des écoulements à surface libre :

Les écoulements à surface libre sont classés en différents types :

a) Ecoulement uniforme et non uniforme :

L'écoulement est uniforme si pour une longueur donnée du canal, la vitesse, la profondeur, la pente et la section du canal restent constantes :

$$\frac{\partial V}{\partial X} = 0 \quad , \quad \frac{\partial Y}{\partial X} = 0$$

Dans ce cas la ligne de charge, la surface d'eau ainsi que le radier sont parallèles.

b) Ecoulement permanent et non permanent :

Si les caractéristiques de l'écoulement (Vitesse, profondeur, débit) restent constantes dans une section du canal, et ne change pas par rapport au temps, l'écoulement est dit permanent.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad , \quad \frac{\partial Y}{\partial t} = 0$$

c) Ecoulement Laminaire et Turbulent :

Le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces de frottements et celles d'inertie ou :

$$R_e = \frac{\rho \times V \times R}{\mu} \quad \text{………………….} \quad (I.1)$$

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des régimes des écoulements comme suit [1] :

- - Ecoulement laminaire $R_e < 500$
- - Transition $500 < R_e < 2000$
- - Ecoulement turbulent $R_e > 2000$

d) Ecoulement Fluviale, Critique et Torrentielle :

Le nombre de Froude représente le rapport de la vitesse moyenne d'écoulement à la célérité de propagation des ondes de surface, il est un nombre sans dimension qui définit le type d'écoulement tel que : $\boxed{Fr = \frac{U}{\sqrt{g.D_h}}}$ ………………….. (I.2)

- Si $U > \sqrt{g.D_h}$ ð $Fr > 1$ Le regiment est torrentiel;
- Si $U < \sqrt{g.D_h}$ ð $Fr < 1$ Le regiment est fluvial;
- Si $U = \sqrt{g.D_h}$ ð $Fr = 1$ Le regiment est critique;

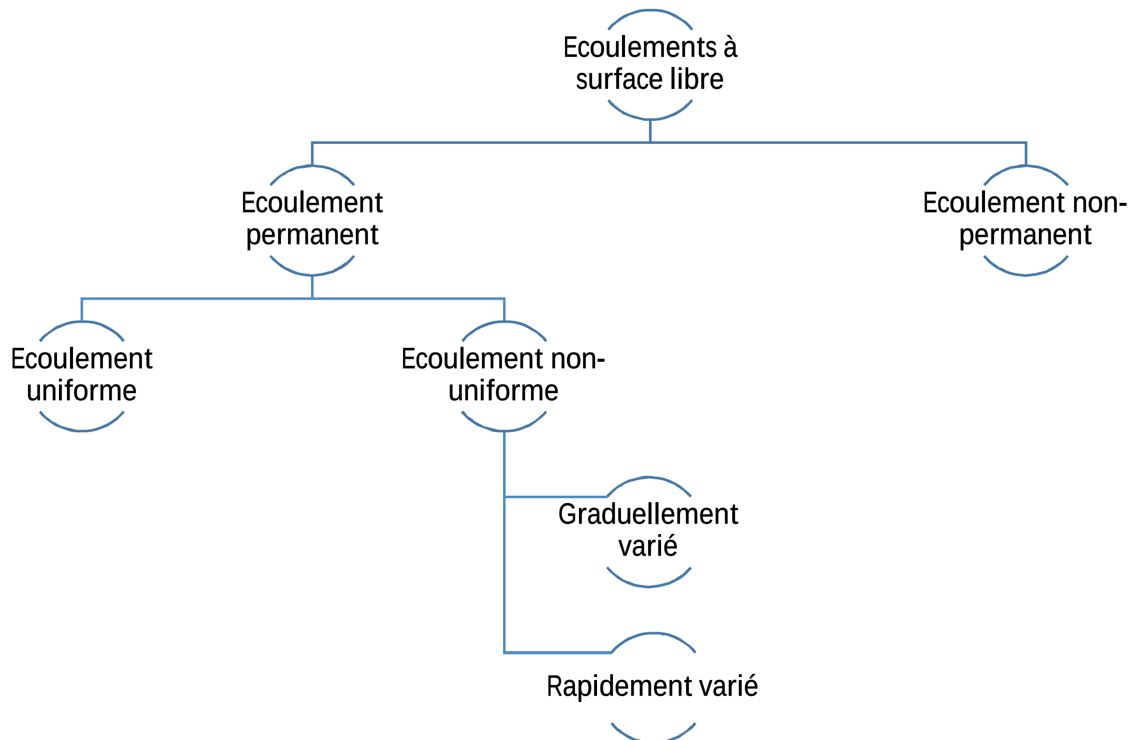


Figure I.2 : Classification des écoulements à surface libre

I.4 Écoulement uniforme et permanent :

Si la profondeur d'écoulement est constante le long du canal et que la pente de la surface libre est égale à la pente du fond, l'écoulement est dit uniforme.[1]

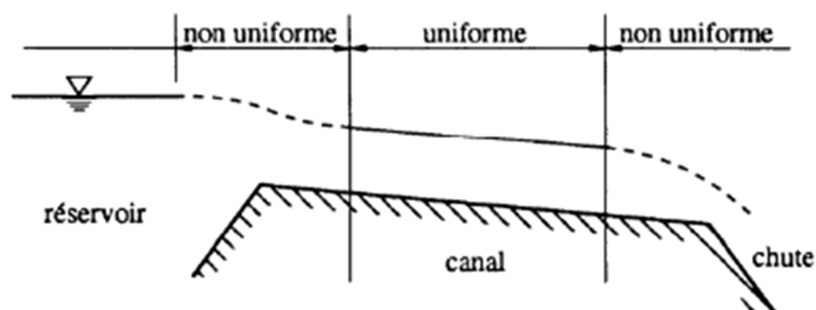
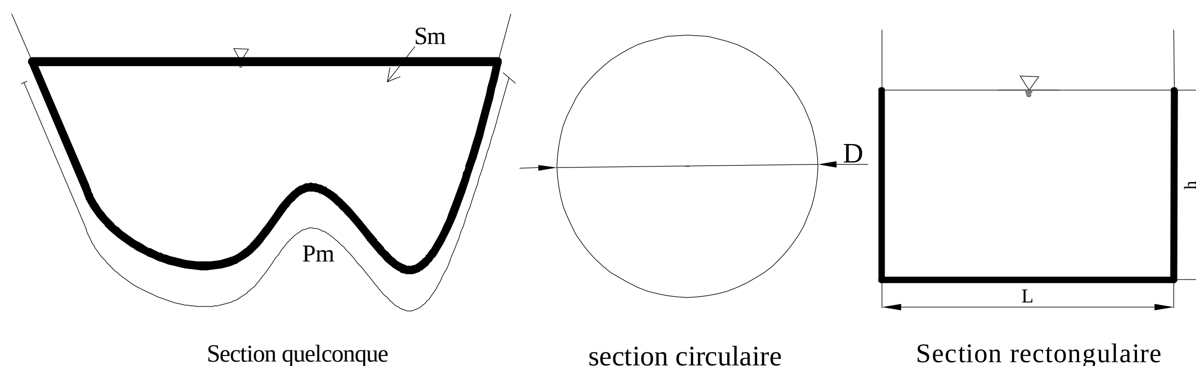


Figure I.3 : Schéma des écoulements (permanent, uniforme et varié)

La formule générale de l'écoulement est la formule de Chézy donnée par l'expression suivante:

$$U = C.\sqrt{R_h.I} \quad \text{………………….. (I.3)}$$

Tel que : $$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \text{………………….. (I.4)}$$



FigureI.4 : Quelques sections pour des écoulements à surface libre

Le coefficient de Chézy est donné selon plusieurs formules (Tableau I.1)

Tableau I.1 : Quelques formules les plus utilisées

Formule de Bazin	$C = \frac{87}{1 + \frac{g}{\sqrt{R_h}}}$
Formule de Manning–Strickler:	$C = \frac{1}{n}.R_h^{\frac{1}{6}} = k_s.R_h^{\frac{1}{6}}$
Formule de Power:	$C = 23 * \log(\frac{1}{\frac{x}{R_h} + \frac{n}{4*3.3*R_h^{\frac{3}{2}} * I^{\frac{1}{2}}}})$
Formule de White et Colebrook:	$C = 18 * \log(\frac{6*R_h}{x + \frac{d}{7}})$ tel que: $\delta = \frac{12*\nu}{\sqrt{g*R_h}*I}$

I.5 Écoulement non uniforme et permanent :

I.5.1 Energie spécifique:

L'énergie spécifique est la charge moyenne mesurée par rapport au fond du chenal

$H = Z + \frac{P}{rg} + \frac{U^2}{2g}$ Et on a: $P = P_{atm} + rgh$ Donc: $H = h + \frac{U^2}{2g}$ ………………….. *(I.5)*

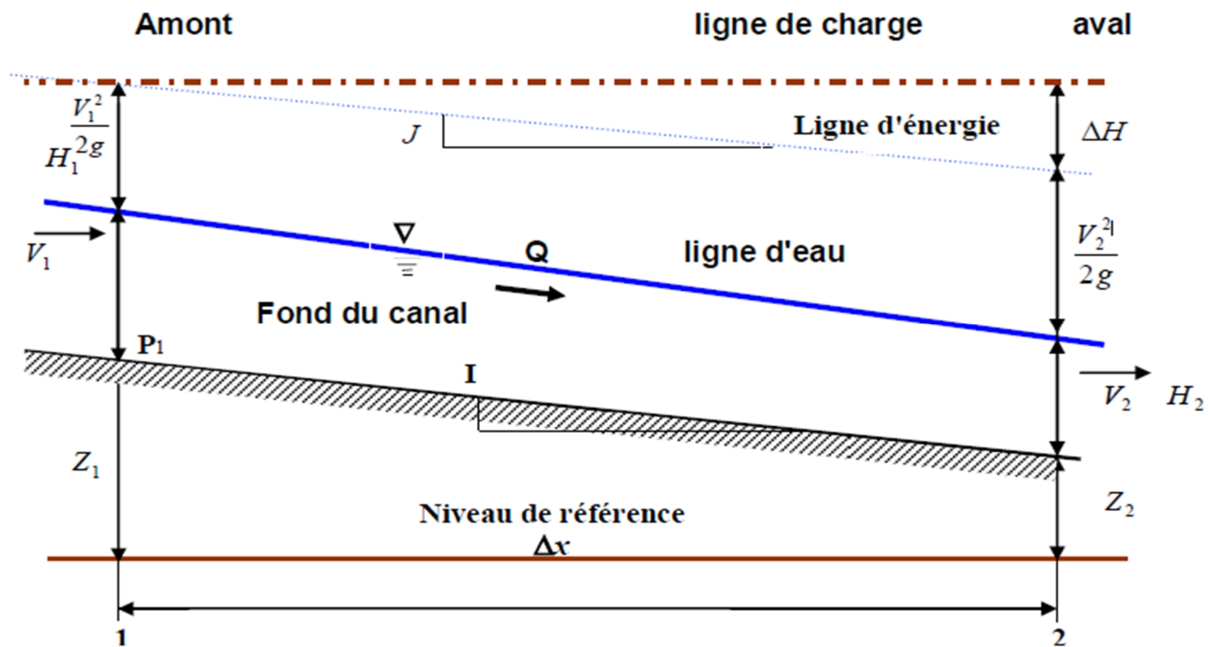


Figure.I.5 : Charge spécifique pour un écoulement non uniforme et permanent

Pour un débit donné H s'écrit : $H = h + \frac{Q^2}{S^2.2.g}$ ....$(I.6)$

I.5.2 Régime critique et Énergie spécifique :

On dit que le régime est critique si $Fr = 1$ ð $U = \sqrt{g.D_h}$ ………………….. *(I.7)*

- Le point de la courbe (H_c, h_c) correspond au régime critique. h_c est appelée profondeur critique.

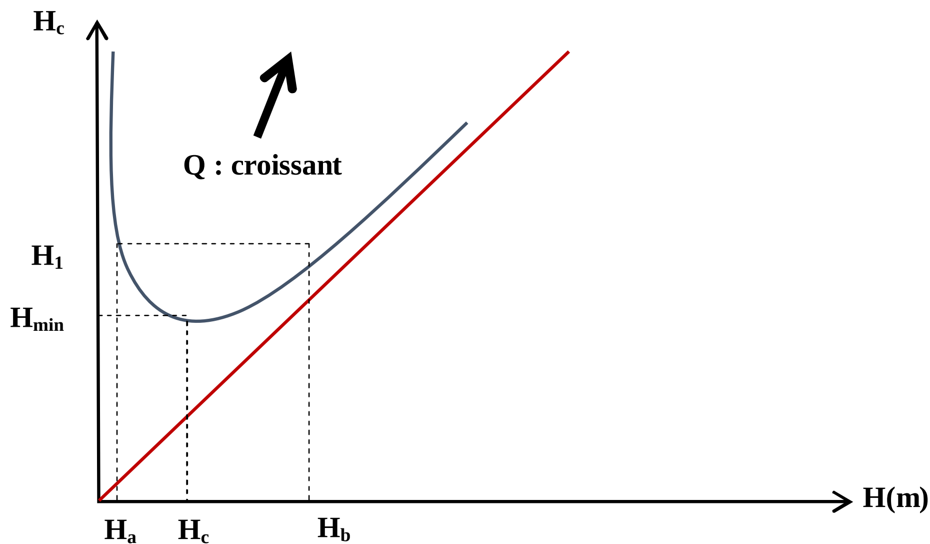


Figure.I.6 : Courbe H(h) pour Q constant

Le point minimal de la courbe est obtenu pour : $\frac{dH}{dh_c} = 0$ ………………….. *(I.8)*

Donc $\boxed{1 = \frac{Q^2 B}{g S^3}}$ ………………….. *(I.9)*

La pente critique pour un débit donné est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime critique et uniforme simultanément : $\boxed{J_c = \frac{gS}{C^2 R_h B}}$ ………………….. *(I.10)*

$$\begin{cases} \text{Si} : \text{I} > \text{J}_\text{c} \Rightarrow \text{h}_\text{n} < h_c. \\ \text{Si} : \text{I} < \text{J}_\text{c} \Rightarrow \text{h}_\text{n} > h_c. \end{cases}$$

I.6 Le ressaut hydraulique :

Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage d'un régime torrentiel au régime fluvial. Il est accompagné d'une agitation marquée et de grandes pertes d'énergie.

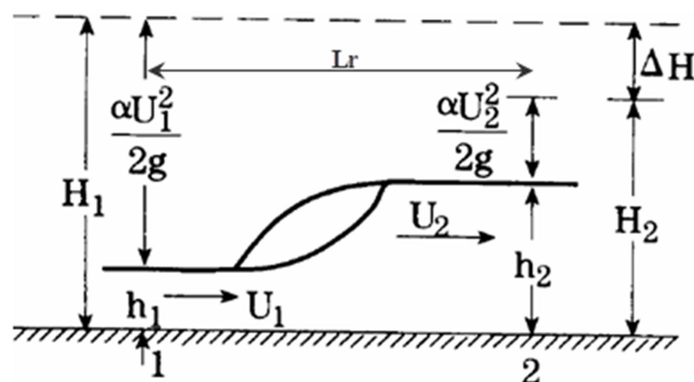


Figure I.7 : Ressaut hydraulique

La théorie des ressauts a pour objet de déterminer une relation entre les profondeurs conjuguées h1, h2 pour un canal véhiculant un débit donné. La perte d'énergie dans un ressaut est importante, toutefois, elle est mal définie. Pour étudier les ressauts, on utilise l'équation de la quantité de mouvement, l'équation d'énergie ne sera pas d'une grande importance.

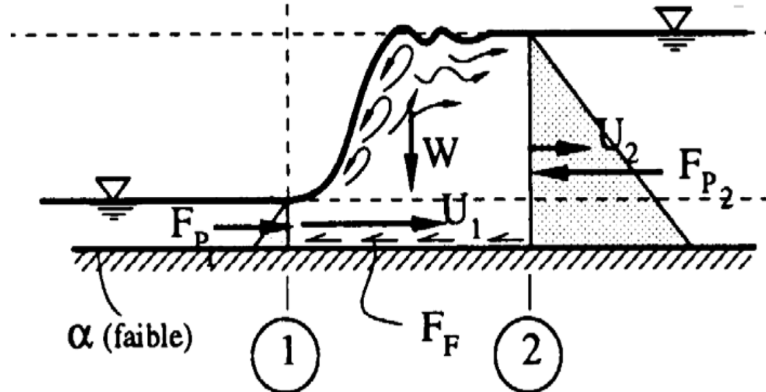


Figure I.8 : Schéma d'un ressaut hydraulique

I.7 Écoulement non permanent :

L'écoulement est non permanent si la profondeur d'eau ainsi que les autres paramètres hydraulique varient avec le temps. Un écoulement non permanent est en général aussi non uniforme.

I.7.1 Équation de base des écoulements non permanents:

Les écoulements non permanents sont gouvernés par les équations de Barré-de-Saint-Venant:

- L'équation de continuité

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+\frac{\partial S}{\partial t}=S\frac{\partial U}{\partial x}+U\frac{\partial S}{\partial x}+B\frac{\partial h}{\partial t}=0 \qquad (I.11)$$

- L'équation de conservation de la quantité de mouvement

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\beta\frac{Q^2}{A_m}+P_{pr}\right)=-g\,A\,\frac{\partial z_f}{\partial x}-g\,A\,\frac{Q|Q|}{D_{eb}^2}+B_{pr} \qquad (I.12)$$

Ces équations sont développées en adoptant les hypothèses suivantes :

a) Écoulement unidimensionnel :

- vitesse moyenne, perpendiculaire à la section d'écoulement ;
- pente transversale de la surface libre nulle ;

b) Courbure faible des lignes de courant :

- accélérations verticales et transversales négligeables ;
- répartition hydrostatique des pressions sur la verticale ;
- régime « graduellement varié » ;

c) Effets de frottement et de turbulence équivalents à ceux en régime uniforme :

- usage : formules en écoulement normal ;

d) Pente longitudinale faible :

- C'est-à-dire qu'on confond le poids avec sa projection. Mais cela ne signifiepas qu'on le néglige ;

I.7.2 Méthode de solution des équations :

Les équations de Barré de Saint Venant sont des équations aux dérivées partielles qui n'ont pas de solutions analytiques, Elles sont résolues généralement par des méthodes numériques comme :

- Méthode des différences finies
- Méthodes des volumes finis ;
- Méthode des éléments finis ;

Généralement, en 1D, ce sont les schémas aux différences finies qui sont les plus utilisées. [1]

I.8 Généralités sur les cours d'eau :

I.8.1 Définitions :

Un cours d'eau est un milieu de vie complexe qui se caractérise par la permanence de son lit son caractère naturel ou son affectation à l'écoulement normal des eaux (cet écoulement peut ne pas être permanent).

I.8.2 Les différents types de cours d'eau :

- **Cours d'eau** : tout chenal dans lequel s'écoule un flux d'eau continu ou temporaire. Il est un terme général pour désigner un fleuve, une rivière, un ruisseau, un torrent et un oued. Au Québec, le cours d'eau a une définition juridique.
- **Canal** : un chenal artificiel creusé par l'homme et utilisé soit pour la navigation ou le flottage, soit pour l'irrigation ou l'assèchement de certaines régions. Les canaux suivent en général de longues lignes droites. Il existe un grand nombre de mots pour désigner les différents types de cours d'eau.
- **Ruisseau** : petit cours d'eau, de faible largeur et de longueur limitée, alimentée par des sources d'eau naturelles, souvent affluent d'un étang, d'un lac ou d'une rivière. Les ruisseaux se trouvent à la tête des bassins versants.
- **Rivière** : cours d'eau moyennement important, à écoulement continu ou intermittent, suivant un tracé défini et se jetant dans un autre cours d'eau, un lac, une mer. abondant, et particulièrement celui qui se jette dans un fleuve.
- **Fleuve** : cours d'eau important, long et au débit élevé, comptant de nombreux affluents et se jetant dans la mer.
- **Oued** : terme d'origine arabe désignant un cours d'eau temporaire dans les régions arides ou semi-arides. Son écoulement dépend des précipitations et il peut rester à sec pendant de très longues périodes.
- **Torrent** : cours d'eau au débit rapide et régulier, situé sur une pente plus ou moins prononcée. Les torrents se retrouvent sur des terrains accidentés ou en montagne. Ce terme est utilisé principalement pour désigner les cours d'eau de montagne avec un lit rocheux et encaissé.
- **Fossé** : fosse creusé en long dans le sol servant à l'écoulement des eaux, à la séparation des terrains (Exp : fossé de voie publique ou privée, fossé mitoyen, fossé de drainage).
- **Émissaire** : canal d'évacuation des eaux de drainage.

Le niveau d'eau et l'espace occupé par le cours d'eau varie en fonction de son débit. Un cours d'eau analysé selon sa coupe transversale (figure II.1) présente une section principale occupée par les écoulements normaux (appelé lit mineur) et une plaine d'inondation occupée lorsque le cours d'eau est en crue.

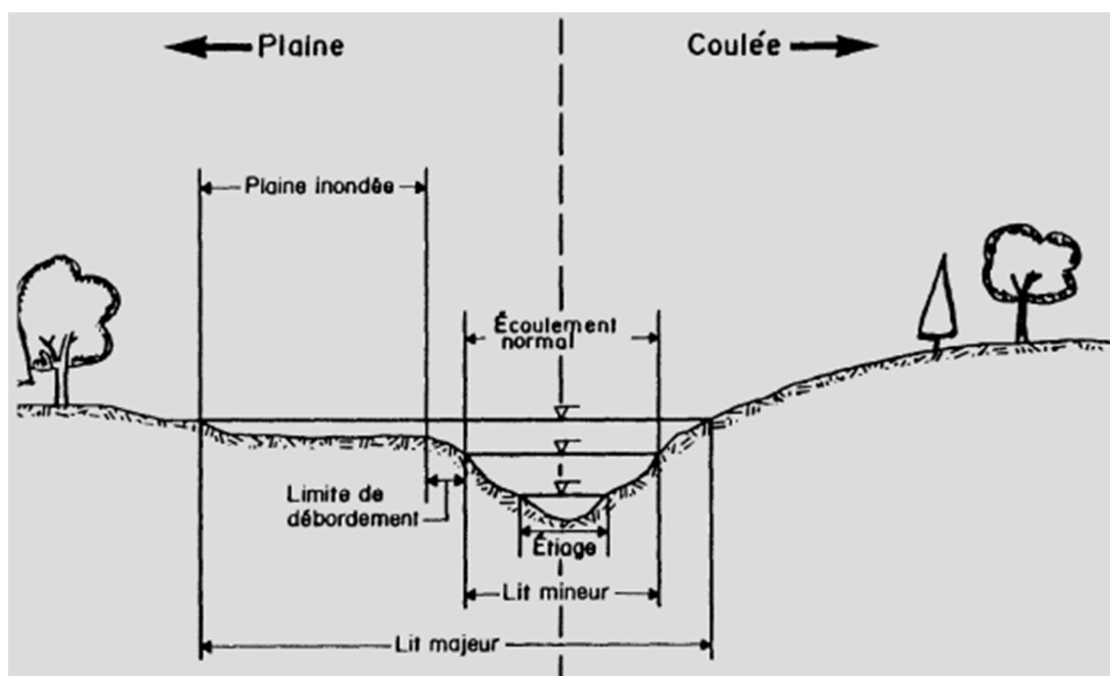


Figure I.9 : Coupe transversale d'un cours d'eau.

I.9 Modélisation hydraulique :

La démarche de modélisation en hydraulique à surface libre est la même quel que soit le type de modèle utilisé (1D, 2D, 3D).

Elle ne sera jamais une solution de la diversité des situations à modéliser. En revanche ce sont les éléments de réflexion qui sont transportables.

En particulier, le modélisateur se doit de maîtriser les processus hydrauliques avant la technique informatique de construction des modèles. La modélisation ne peut donc se substituer à la bonne compréhension des phénomènes physique.

La modélisation permet de répondre aux questions suivantes :

- Prédiction des effets de changement du système ;
- Détermination des causes expliquant les observations ;
- Quantification de certains aspects du système impossibles à mesurer dans la réalité ;
- Gestion ou pilotage du système ;

Tableau I.3 : les équations utilisées dans la Modélisation hydraulique

Problème	**Variables cherchées**	**Dimension**	**Équation**
Réseau d'irrigation, assainissement	Q , Z	1D permanent, 1D transitoire	Bernoulli, St Venant
PPR Inondations	Z_{max}, U	1D permanent, 1D transitoire, 2D pour certaines zones	Bernoulli, St Venant
Annonce de crue	Z(t)	1D transitoire	St Venant Hayami
Rupture de barrage	Z(t)	1D transitoire	St Venant chocs
Habitats	U	2D	St Venant 2D
Estuaires	C	2D	St Venant 2D
Transfert de polluants	C	1-3D	St Venant-Navier Stockes
Ouvrages	U , V , W	3D	Navier-Stokes



Chapitre II

Recherche bibliographique sur la modélisation hydraulique

Chapitre II : Recherche bibliographique sur la modélisation hydraulique

II.1 Introduction :

La modélisation (mathématique) hydraulique consiste à calculer les écoulements dans les cours d'eau en utilisant des méthodes numériques développées. Elle aide à évaluer les différentes possibilités d'aménagement hydraulique et leurs répercussions. Elle peut contribuer dans la lutte contre le débordement des cours d'eau (les rivières, les vallées …), et cela veut dire une protection des zones inondables

Avant de se lancer dans une modélisation hydraulique de l'oued K'sob à M'sila, il faut avant tout comprendre et comparer les différents types des modèles hydrauliques nécessaires pour cette étude.

II.2 Typologie des modèles numériques :

II.2.1 Modèles 3D :

Les modèles 3D sont développés pour reproduire la réalité des écoulements dans les cours d'eau dans les trois dimensions. Ces modèles sont basés sur les équations de Navier-Stokes, la considération du fond comme mobile pose des difficultés supplémentaires. Il y a nombreux descriptions des modèles 3D, leur application est limitée aux phénomènes locaux 3D [17]. L'étude des changements morphologiques des cours d'eau pour des longues périodes ou sur des longues distances pose de sérieux problèmes de calcul, à savoir le temps des simulations et les capacités de stockage. La contrainte supplémentaire dans l'application des codes 3D réside dans l'introduction de quelques paramètres (rugosité) dans tout le domaine étudié, les conditions initiales et les conditions aux limites.

II.2.2 Modèles 2D :

Dans un modèle 2D, la topographie de la rivière est définie par un réseau de mailles. A partir des données topographiques initiales et de calculs statistiques, une altitude est associée à chaque maille (ou nœud). Finalement, les mailles, accolées les unes aux autres, forment ainsi un maillage (figure II.1) qui présente une altitude en tout point de la zone étudiée. Ces maillages peuvent ainsi représenter la topographie des cours d'eau.

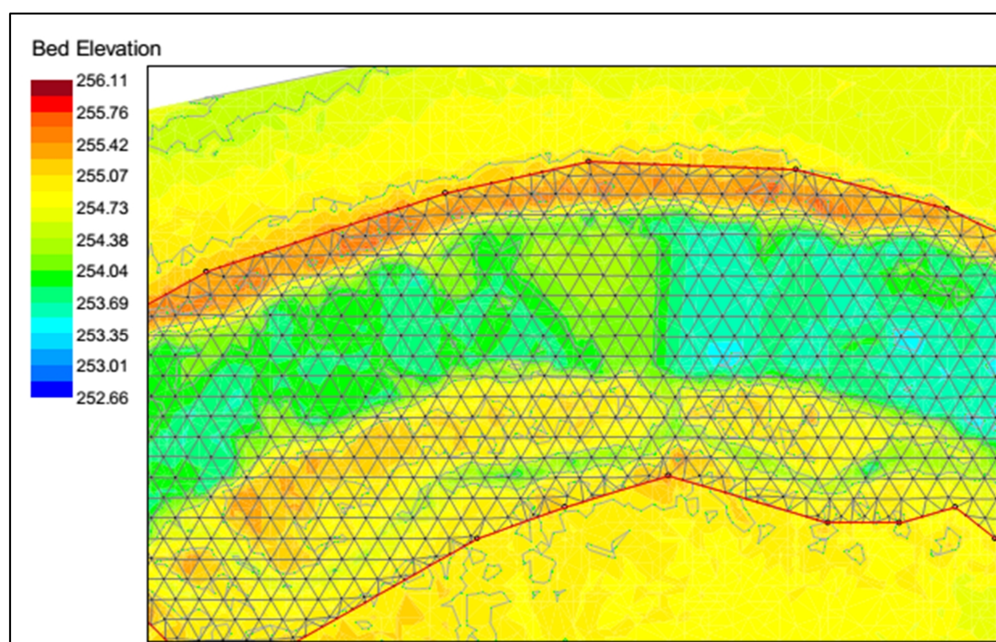


Figure II.1 : Exemple de maillage régulier construit sous River2D

La reproduction précise de la topographie de la rivière est fondamentale pour pouvoir être proche de la réalité lors de la simulation des écoulements. La précision d'un maillage dépend essentiellement de sa résolution, c'est-à-dire de sa densité. Un maillage est dense lorsque les mailles qui le composent sont petites et nombreuses. Par suite, il est évident qu'un maillage dense permettra de prendre en compte la majeure partie des aspérités du relief alors qu'un maillage plus large ne considérera que les reliefs grossiers.

La taille des mailles est également très importante dans la définition du modèle. Le maillage doit être capable de représenter tous les reliefs ayant un impact sur les écoulements hydrauliques. Pour cela, la résolution du modèle doit être suffisamment précise. Mais la résolution du modèle a ses limites. Il est certes possible d'augmenter la densité du maillage, mais les conséquences sur les temps de calculs et sur la stabilité sont notables. En effet, densifier un maillage revient à augmenter le nombreet de mailles et donc le nombre de point de calcul ce qui allongera la durée des simulations hydrauliques. Augmenter la résolution du modèle a également pour conséquence de considérer toutes les petites aspérités du relief n'ayant pas toujours d'impact sur les écoulements.

Or ces microreliefs peuvent entraîner des problèmes de stabilité du modèle qui empêchent les simulations hydrauliques. Les problèmes de stabilité peuvent parfois être réglés par la réduction du pas de temps lors de la simulation ce qui augmente une nouvelle fois les temps de calculs.

Le choix de la taille des mailles est donc un compromis entre la précision du modèle d'une part et les problèmes de stabilité et de temps de calculs d'autre part.

Les logiciels de modélisation 2D utilisent tous des maillages pour définir la topographie des cours d'eau. Mais selon le logiciel utilisé, il existe des différences dans le type de maillage construit par chaque logiciel. Un maillage peut être régulier, c'est-à-dire présenter des mailles ayant la même taille sur toute la zone étudiée .

Ce type de maillage est alors composé de mailles rectangulaires ou triangulaires. Dans la pratique, un maillage homogène est très simple à mettre en place et permet de répondre à la majorité des besoins.

Il existe également des maillages structurés imbriqués qui correspondent à un ensemble de maillages homogènes à densité distincte. Ce type de maillage permet de densifier localement la densité d'un modèle ce qui est parfois très utile. Il existe également des maillages hétérogènes en ce qui concerne la taille des mailles (figure II.2).Ce type de maillage, défini comme flexible ou irrégulier, présente des mailles ayant une forme triangulaire. Les maillages flexibles offrent une grande souplesse pour ajuster la résolution du modèle et sont par conséquent nécessaires lorsque d'importantes variations d'échelles spatiales doivent être modélisées [2].

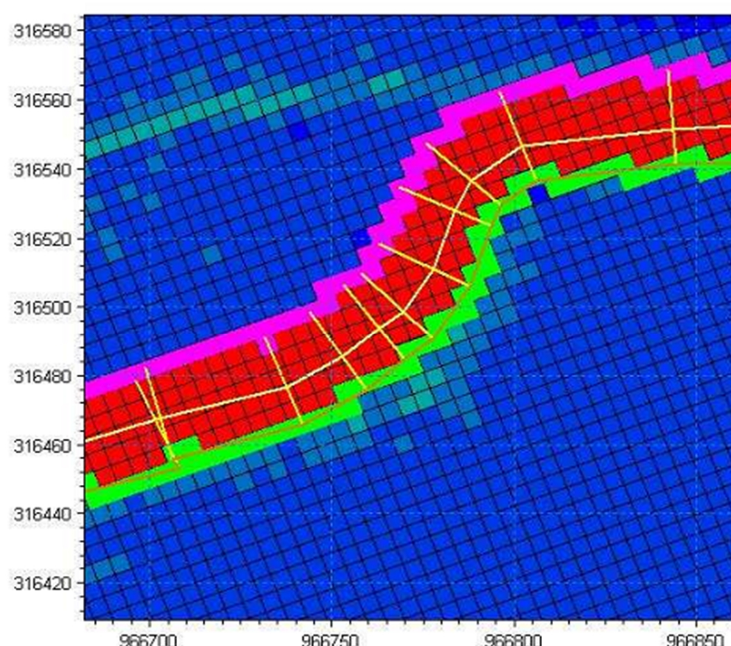


Figure II.2 : exemple du couplage 1D/2D

II.2.3 Modèles 1D :

Dans un modèle 1D, la topographie de la rivière est définie par des profils en travers qui, dans le cadre d'une modélisation hydraulique doivent respecter six règles simples :

- Etre perpendiculaires aux écoulements
- Ne jamais se croiser
- Considérer toute la largeur du lit majeur
- Décrire le profil en long
- Permettre la modélisation des ouvrages hydrauliques
- Prendre en compte les contractions et les élargissements des écoulements

La construction d'un modèle 1D demande à l'utilisateur une bonne connaissance du terrain et des écoulements. L'image ci-dessous (Figure II.3) vous présente les profils en travers construits pour établir la topographie dans le modèle 1D .

Les données topographiques nécessaires à la construction des profils en travers peuvent être obtenues par des levés sur le terrain ou à partir d'un MNT. Une extension disponible sous un logiciel (ArcGis, HecGeo-Ras…) permet de tracer des profils en travers directement dans le SIG pour ensuite les importer dans Hec-Ras [2].

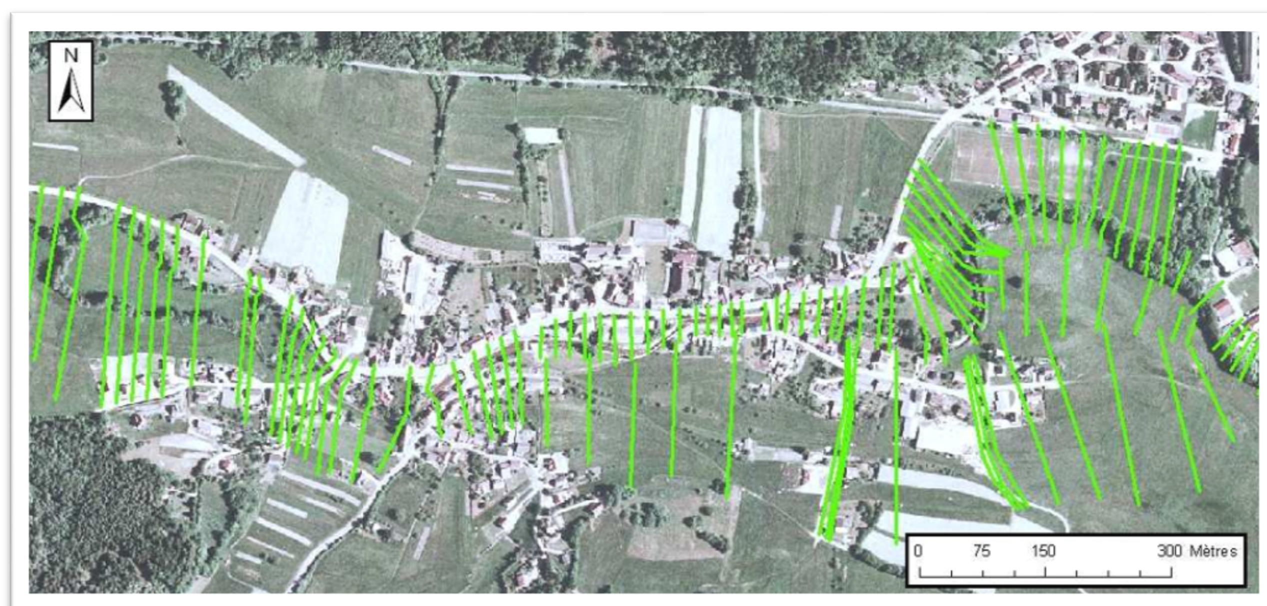


Figure II.3 : Répartition des profils en travers construits pour la modélisation 1D

Une fois les profils en travers entrés dans le logiciel de modélisation, des retouches éventuelles peuvent être établies par l'utilisateur pour améliorer la précision des profils en travers.

Dans le cas où le nombre de profil est trop faible pour définir convenablement la rivière, de nouveaux profils peuvent être créés par des interpolations entre chaque profil en travers.

La précision de la topographie dans un modèle 1D dépend donc du nombre de profils en travers, de la distance séparant chaque point sur la largeur des profils en travers mais également de la distance séparant les profils issus d'interpolation.

D'une manière générale, les profils en travers permettent de définir le lit mineur des cours d'eau de façon très précise. Mais en ce qui concerne le lit majeur, la définition de la topographie est beaucoup moins efficace puisque le positionnement des profils en travers ainsi que les interpolations entre les profils ne permettent pas de prendre en compte toutes les aspérités du relief [2].

II.3 Principe de la modélisation 1D :

II.3.1 Equation de continuité :

L'équation de continuité, qui est une des équations fondamentales de la mécanique des fluides, exprime le principe de conservation de la masse.

La variation de la masse fluide contenue dans un volume donné pendant un certain temps doit être égal à la somme des masses fluides qui y entrent, diminuées de celles qui en sortent.

Nous allons étudier l'écoulement non permanent, non uniforme et presque rectiligne d'un fluide incompressible dans un canal à surface libre avec une faible pente de fond, entre deux sections proches (voir Figure II.4) ; Q sera le débit entrant.

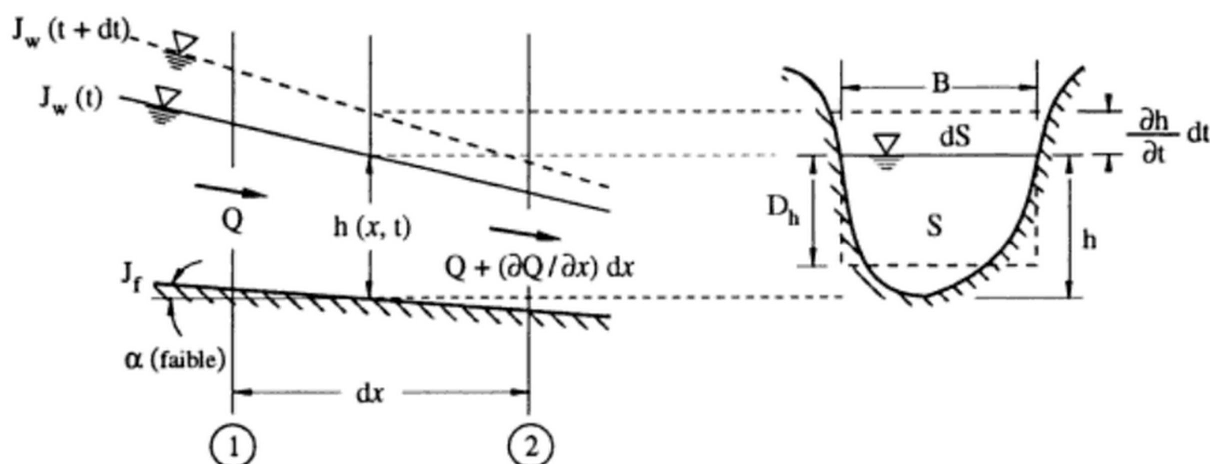


Figure II.4 : Schéma pour l'équation de continuité

Le volume entrant par la première section dans le temps, est Qdt ; le volume sortant par la deuxième section, distante de dx de la première, est $[Q + (\partial Q/\partial x)dx]dt$. La variation de volume entre ces deux sections pendant le temps dt est donc :

$$-\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx\, dt$$

Cette variation de volume est le résultat d'une modification de la surface libre,$\partial h/\partial t$ entre les deux sections pendant le tempsdt, ce qui correspend à :

$$(Bdx)\frac{\partial h}{\partial t}\, dt$$

Où $B(h)$ est la largeur à la surface libre et $h(x,t)$ la profondeur d'eau.

Egalant ces deux expressions on obtient :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \qquad (II.1)$$

Où $dS = Bdh.$

On peut écrire la relation suivante pour une section donnée :

$$Q = US \qquad (II.2)$$

Où U est la vitesse moyenne dans la section, S. L'éq (II.1) devient ainsi :

$$\frac{\partial (US)}{\partial x} + B\frac{\partial h}{\partial t} = S\frac{\partial U}{\partial x} + U\frac{\partial S}{\partial x} + B\frac{\partial h}{\partial t} = 0 \qquad (II.3)$$

Avec la profondeur hydraulique, $D_h = S/B$, on peut aussi écrire :

$$D_h\frac{\partial U}{\partial x} + U\,\frac{D_h}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \qquad (II.4)$$

Les équations ci-dessus représentent différentes formes de l'équation de continuité, valable pour les canaux prismatiques.

II.3.2 Equation de l'énergie :

- L'équation de l'énergie est une expression du premier principe de la thermodynamique.
- Dans un écoulement presque rectiligne, par rapport à un plan de référence (PdR) est donnée par :

$$\frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + Z_p = \frac{P_t}{\gamma} = Cte \qquad (II.5)$$

- Dans le cas où l'écoulement est non permanent et non uniforme (graduellement varié) d'un liquide réel, la différence de la charge totale entre deux sections d'une distance, dx (voir Figure II.5) est :

$$\alpha_e\frac{U^2}{2g} + h + z = \left[\alpha_e\frac{U^2}{2g} + d\left(\alpha_e\frac{U^2}{2g}\right)\right] + [h + dh] + [z + dz] + \frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t}dx + \frac{1}{g}\frac{\tau_0}{\rho}\frac{dP}{dS}dx \qquad (II.6)$$

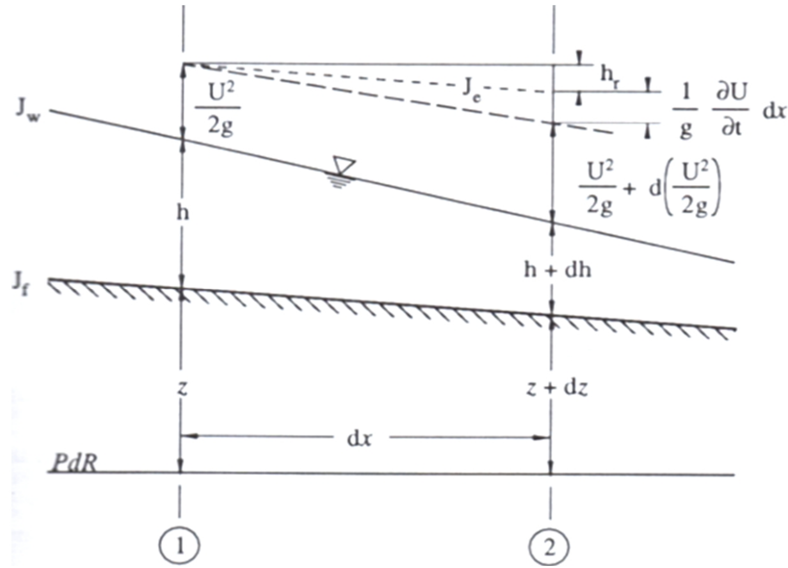


Figure II.5 : Schéma pour l'équation de l'énergie entre deux sections

1. $\frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t}dx$ est un terme de l'énergie due à l'accélération dans la direction selon x

2. $\frac{1}{g}\frac{\tau_0}{\rho}\frac{dP}{dS}dx = h_r$ est un terme de la perte de charge due au frottement [1]

L'équation de l'énergie .éq (II.6), s'écrit ainsi :

$$d\left(\frac{U^2}{2g} + h + z\right) = -h_r - \frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t}dx \qquad (\boldsymbol{II.7})$$

En la divisant par dx et en utilisant des différentielles partielles, on a :

$$\frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g}\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e\, dx \qquad (\boldsymbol{II.8})$$

Où $h_r = J_e$ et $J_f = -\left(\frac{dz}{dx}\right)$: est la pente énergétique.

L'équation II.8 est l'équation dynamique pour un écoulement non permanent et non uniforme dans un canal découvert.

Tous modèle 1D est basé sur deux équations (équation de continuité (II.9) et équation de l'énergie (II.10) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = q \qquad (\boldsymbol{II.9})$$

$$\frac{1}{g}\frac{\partial U}{\partial t}+\frac{U}{g}\frac{\partial U}{\partial x}+\frac{\partial h}{\partial x}-J_f=-J_e \qquad (II.10)$$

Ce modèle différentiel nécessite une relation empirique ou semi-empirique donnant la perte de charge pour être résolu. Les formules évaluant la dissipation d'énergie dans les cours d'eau sont multiples. La littérature compte un nombre dénombrable de formules.

II.4 Codes de calcul 1D :

Les codes unidimensionnels font l'hypothèse d'une répartition des vitesses homogène sur la section d'écoulement. Cette hypothèse peut s'appliquer lorsque l'écoulement est faiblement divergent. C'est particulièrement le cas pour les écoulements en rivière relativement rectiligne. Toutefois, l'hypothèse est couramment extrapolée aux rivières sinueuses, éventuellement séparées en plusieurs lits et aux rivières en période de crue.

II.4.1 Mike 11 :

Le logiciel Mike 11 développé par le Danish Hydraulic institut (DHI) propose la modélisation unidimensionnelle des écoulements à surface libre. Il est aujourd'hui largement employé pour la simulation des écoulements en rivière.

Ce logiciel permet également la modélisation d'un grand nombre de phénomènes (qualité de l'eau, transport de sédimente …) en complément de la résolution des équations de Saint-Venant. Les équations résolues et la méthode de calcul sont présentées dans [4].

Le logiciel résout les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement (en négligeant dans un premier temps le débit d'échange latéral et les frottements) :

$$\frac{\partial(\rho hb)}{\partial t}+\frac{\partial(\rho hbV)}{\partial x}=0 \qquad (\mathbf{II.11a})$$

$$\frac{\partial(\rho hbV)}{\partial t}+\frac{\partial(\beta'\rho hbV^2)}{\partial x}=-\frac{\partial\left(\frac{1}{2}\rho gbh^2\right)}{\partial x}-\rho gbh\frac{\partial z_b}{\partial x} \qquad (\mathbf{II.11b})$$

Où ρ représente la masse volumique, b la largeur au miroir, V la vitesse de l'écoulement, β' le coefficient de répartition de la vitesse (voir Figure II.6).

Ces équations sont établies sur la base des hypothèses suivantes :

- Hyp 1 : la masse volumique de l'eau est constante (l'eau est considéré comme un fluide homogène et incompressible) ;
- Hyp 2 : La pente du fond est faible ;

- Hyp 3 : L'accélération verticale peut être négligée ;
- Hyp 4 : L'écoulement est en régime fluviale.

Les équations (II.11) sont divisées par la masse volumique ; un terme de frottement de d'apport latéral sont respectivement ajoutés à $(\mathbf{II.11a})$ et $(\mathbf{II.11a})$:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \qquad (\mathbf{II.12a})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta' \frac{Q^2}{S})}{\partial x} = -gS\frac{\partial z}{\partial x} - g\frac{Q|Q|}{C^2 S R_h} \qquad (\mathbf{II.12b})$$

Où S représente la section en travers de l'écoulement, Q le débit, q_l le débit d'apport latéral, z la cote de la surface libre, C le coefficient de Chézy et R_h le rayon hydraulique.

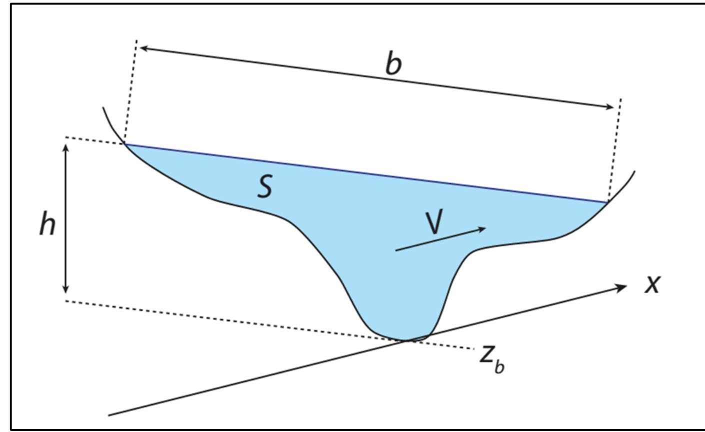


Figure II.6 : Schéma de définition des variables pour le logiciel Mike11

Le terme d'apport latéral n'intervient pas dans l'équation de quantité de mouvement. Une entrée d'eau dans le modèle tend donc à ralentir l'écoulement puisque la quantité de mouvement injecté est a priori nulle. En revanche, un débordement tend à accélérer les écoulements puisque que la quantité de mouvement est conservée alors que la masse est réduite. Les équations intégrées sur la section d'écoulement contiennent respectivement un terme d'apport latéral pour l'équation de conservation de la quantité de mouvement. Les équations $(\mathbf{II.12})$ sont résolues par le schéma d'Abbott Ionescu [3].

Ce schéma résout les équations sur un maillage décalé (maillage alternant les points de calcul pour la hauteur de ceux pour le débit). Une approximation supplémentaire détaillée à la section II.4.1.2 à toutefois été réalisé par rapport au schéma d'Abbott & Ionescu originel.

II.4.1.1 : Discrétisation de l'équation de continuité :

Les termes de l'équation de conservation de la masse $(\mathbf{II.12a})$ sont discrétisés de la manière suivante (voir Figure II.7) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{\frac{Q_{i+1}^{n+1} + Q_{i+1}^{n}}{2} - \frac{Q_{i-1}^{n+1} + Q_{i-1}^{n}}{2}}{\Delta 2x_i} \qquad (\mathbf{II.13a})$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} \approx b\frac{\partial h}{\partial t} \approx \frac{A_{o,i} + A_{o,i+1}}{\Delta 2x_j}\,\frac{h_i^{n+1} - h_i^{n}}{\Delta t} \qquad (\mathbf{II.13b})$$

Où Q_i^n et h_i^n représentent respectivement le débit et la hauteur d'eau au point de calcul i et au pas de temps$n$, $\Delta 2x_i$ représente la distance entre deux points de calcul successifs pour le débit $(i-1$ et$i+1)$ ou pour la hauteur d'eau $(i+2)$,

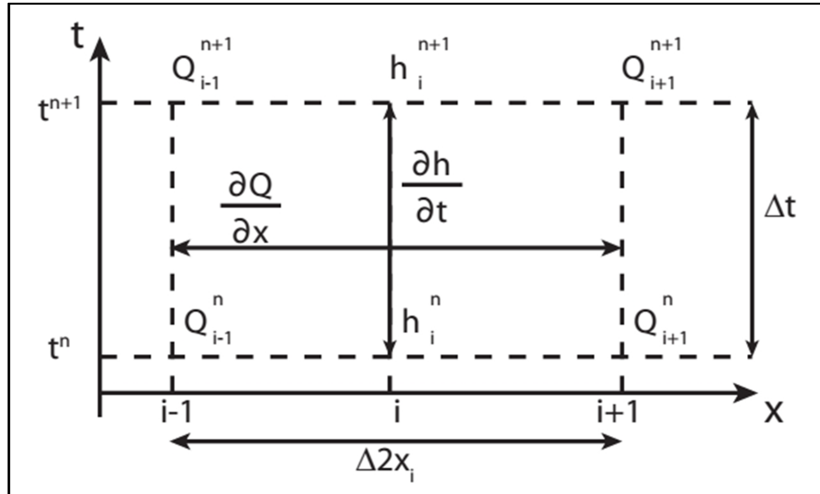


Figure II.7 : Schéma de maillage pour la discrétisation de l'équation de conservation de la masse dans Mike 11

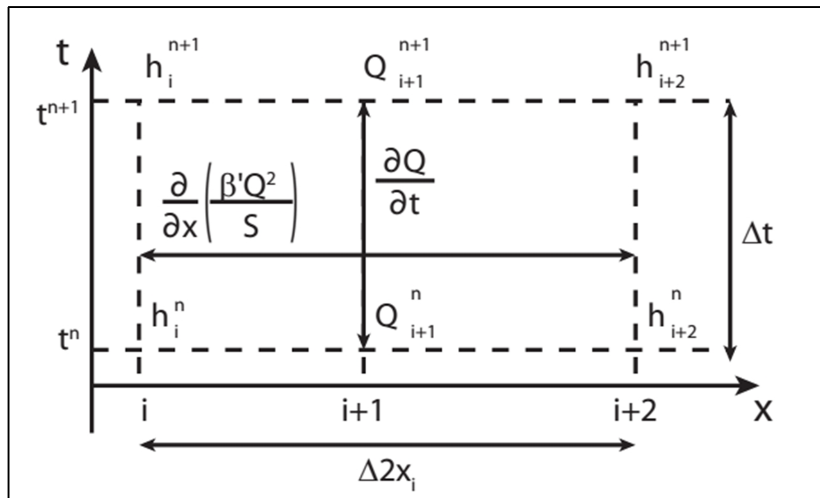


Figure II.8 : Schéma de maillage pour la discrétisation de l'équation de conservation de la masse dans Mike 11

Δt le pas de temps de discrétisation et $A_{o,i}$ la surface en plan entre les points de calcul $i-1$ et$i$. La méthode de calcul employée pour calculer cette surface n'est pas explicitée dans le manuel de référence de Mike 11 [4].

II.4.1.2 : Discrétisation de l'équation de conservation de la quantité de mouvement :

Les termes de l'équation de conservation de la quantité de mouvement ($\mathbf{II.12b}$) sont discrétisés de la manière suivante (voir Figure II.8)

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q_{i+1}^{n+1} + Q_{i+1}^{n}}{\Delta t} \qquad (\boldsymbol{II.14a})$$

$$\frac{\partial\left(\beta' \frac{Q^2}{S}\right)}{\partial x} = \frac{\left[\beta' \frac{Q^2}{S}\right]_{i+2}^{n+\frac{1}{2}} - \left[\beta' \frac{Q^2}{S}\right]_{i}^{n+\frac{1}{2}}}{\Delta 2x_i} \qquad (\boldsymbol{II.14b})$$

$$\frac{\partial z}{\partial x} \approx \frac{\frac{z_{i+2}^{n+1} + z_{i+2}^{n}}{2} - \frac{z_i^{n+1} + z_i^{n}}{2}}{\Delta 2x_i} \qquad (\boldsymbol{II.14c})$$

Dans cette discrétisation, les points de calcul i et $i+1$ sont des points de calcul de la hauteur d'eau et le débit n'y est par conséquent pas explicitement connu. Le logiciel calcul le débit de la manière suivante :

$$Q^2 \approx \theta Q_{i+1}^{n+1} Q_{i+1}^{n} - (1-\theta) Q_{i+1}^{n} Q_{i+1}^{n} \qquad (\boldsymbol{II.15})$$

θ étant par défaut fixé à 1. Cette discrétisation revient à négliger la dérivée $\frac{\partial Q}{\partial x}$; l'équation de conservation de la quantité de mouvement est par conséquent différente de celle initialement considérée ($\mathbf{II.12b}$).

La comparaison des célérités d'ondes issues de la formulation équivalente (correspondant aux équations discrétisées) avec les célérités d'ondes théoriques permet de conforter le comportement des solutions obtenues avec Mike 11 au comportement analytique. Dans la mesure où on s'intéresse à la partie conservative des équations, les termes d'apport latéral et de frottement sur le fond peuvent être négligés pour écrire le système équivalent à celui discrétisé :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + Q^2 \frac{\partial\left(\frac{\beta'}{S}\right)}{\partial} = -gS\frac{\partial z}{\partial x} \end{cases} \qquad (\boldsymbol{II.16})$$

Cette formulation permet de calculer la matrice jacobienne A et la célérité des ondes :

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ C^2 - \beta' u^2 & 0 \end{bmatrix} \qquad (\boldsymbol{II.17})$$

$$\begin{cases} \lambda^- = -\sqrt{C^2 - \beta' u^2} \\ \lambda^+ = +\sqrt{C^2 - \beta' u^2} \end{cases} \qquad (\boldsymbol{II.18})$$

Où λ^- et λ^+ représentent les célérités d'ondes, u la vitesse moyenne de l'écoulement et C la célérité des ondes théoriques :

$$\begin{cases} \lambda^- = \beta' u - \sqrt{C^2 - u^2(\beta' - \beta'^2)} \\ \lambda^+ = \beta' u + \sqrt{C^2 - u^2(\beta' - \beta'^2)} \end{cases} \qquad (\boldsymbol{II.19})$$

La tracé des célérités d'ondes $(\boldsymbol{II.18})$ **et** $(\boldsymbol{II.19})$ divisées par la célérité des ondes de pression est présenté à la figure II.9 (pour $\beta' = 1$). L'hypothèse Hyp.1.4 d'un écoulement uniquement fluvial permet de garantir que les célérités restent définies puisque la célérité des ondes de pression reste supérieure à la vitesse de l'écoulement. Dans le cas d'un régime torrentiel, la vitesse de propagation des ondes n'est plus calculable à partir de la formulation $(\boldsymbol{II.18})$ puisque $C^2 - \beta' u^2 < 0$. En régime fluvial, les ondes calculées par le logiciel se propagent dans une direction opposée mais à la même vitesse. En réalité, ce phénomène n'apparait que lorsque la vitesse de l'écoulement est nulle ($u = 0$). Pour des écoulements fluviaux où la vitesse d'écoulement est sensiblement proche de la célérité des ondes de pression, l'approximation réalisée entraine une estimation incorrecte du comportement hydraulique de l'écoulement.

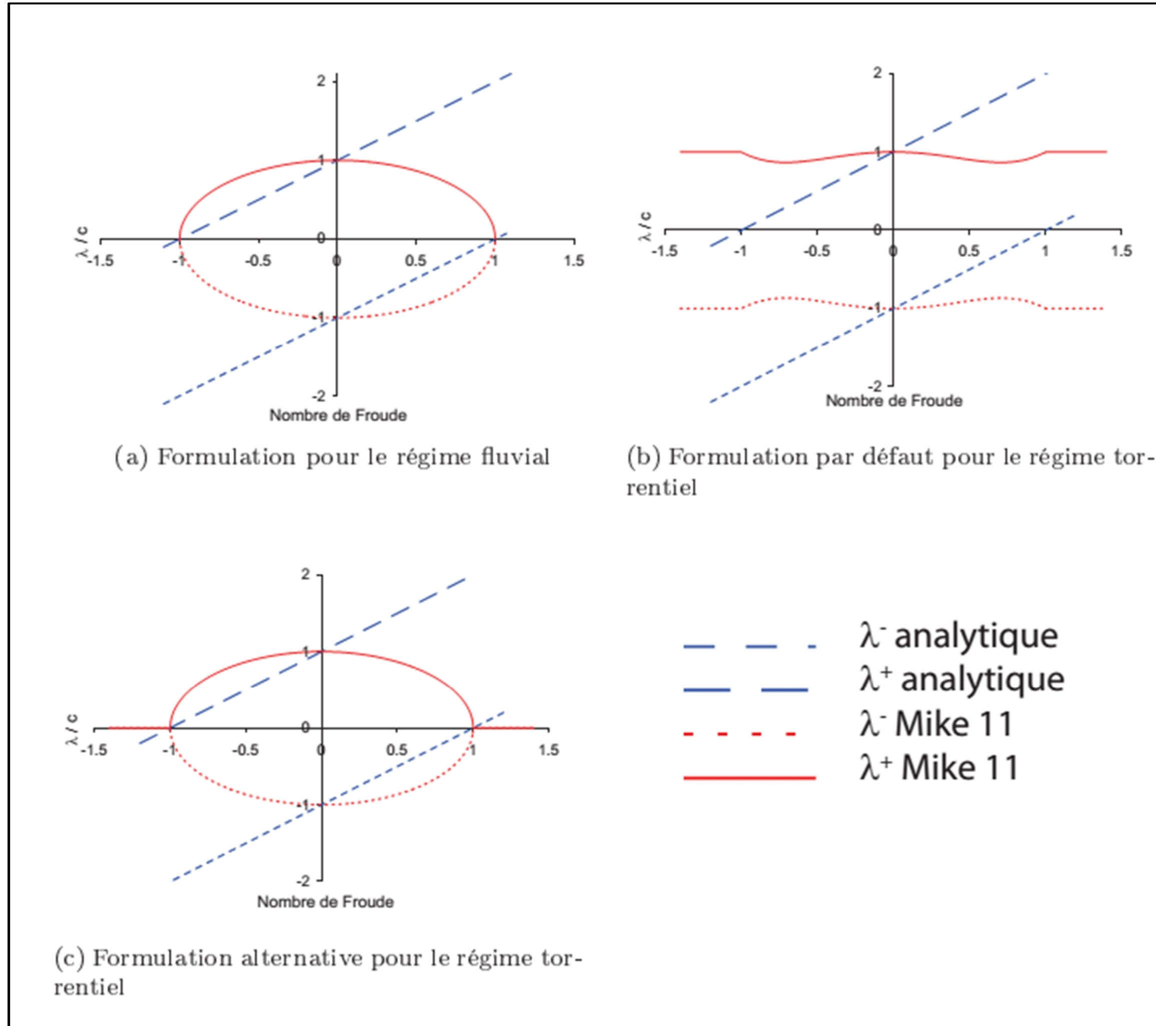


Figure II.9 : Évolution de la célérité des ondes en fonction du nombre de Froude ; comparaison du comportement théorique et de celui de Mike11

II.4.1.3 : Traitement des cas en régime torrentiel :

Du fait des équations considérées, le logiciel ne peut traiter les cas en régime critique et torrentiel de la même manière que ceux en régime fluvial. Si l'écoulement modélisé peut passer en régime torrentiel, l'utilisateur doit activer une option pour permettre au calcul de se faire. Quand l'option est activée, l'équation de conservation de la quantité de mouvement est modifiée pour pouvoir traiter l'ensemble des cas rencontrés :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + fQ^2 \frac{\partial \left(\frac{\beta'}{S}\right)}{\partial x} = -gS\frac{\partial z}{\partial x} - g\frac{Q|Q|}{C^2 S R_h} \qquad (\boldsymbol{II.20})$$

Où le terme f représente une fonction dépendant du nombre de Froude. La célérité des ondes s'écrit alors (pour$\beta' = 1$) :

$$\lambda = \pm\sqrt{C^2 - fu^2} \qquad (\boldsymbol{II.21})$$

La fonction peut être définie de deux manières différentes selon le choix de l'utilisateur (voir Tableau II.1) :

Tableau II.1 : Définition de la fonction $f(Fr)$ pour Mike 11

Formulation par défaut	Formulation alternative
$f = \begin{cases} 1 - Fr^2 & pour\ Fr \leq 1 \\ 0 & pour\ Fr > 1 \end{cases}$	$f = \begin{cases} 1 & pour\ Fr \leq a \\ \dfrac{1}{(Fr + 1 - a)^b} & pour\ Fr > a \end{cases}$ Par défaut : $a = 1$ et $b = 2$

Quelle que soit la formulation choisie, la fonction f est continue sur l'ensemble du domaine de définition du nombre de Froude pour empecher toute variation brutale du comportement du schéma numérique.

Formulation par défaut : Cette formulation est à l'origine d'un comportement hydraulique erroné. En régime torrentiel ($Fr > 1$), les célérités d'onde calculées par Mike 11 deviennent $= \pm c$. Les ondes calculées se propagent donc à la même vitesse dans les deux directions opposées contrairement au comportement hydraulique théorique où l'ensemble des ondes se propagent vers l'aval.

En régime fluvial, on montre que les célérités calculées par le logiciel sont maximales pour $Fr = 1$ et pour $Fr = \frac{\sqrt{2}}{2}$; cela implique que les ondes se propagent entre 1 et $\sqrt{\frac{3}{4}}$ fois la vitesse de propagation des ondes de pression. Le comportement d'un point critique ($Fr = 1$), pour lequel un des deux pressions reste immobile, est impossible à simuler dans la mesure où la célérité des ondes calculées par le logiciel ne peut jamais être nulle.

Formulation alternative : une formulation alternative permet à l'utilisateur de mieux contrôler la fonction de transition. Le calage des paramètres a et b est laissé à l'appréciation de l'utilisateur ; toutefois, la stabilité du schéma numérique impose $a < 1$ et$b > 2$. En effet, pour pourvoir utiliser le schéma d'Abbott –Ionescu il convient de conserver le caractère hyperbolique du système (ce qui revient à avoir$\frac{\lambda^2}{c^2} \geq 0$, c'est-à-dire $1 - fFr^2 \geq 0$). Quel que soit le jeu de paramètres utilisés, les célérités d'ondes restent opposées ; les ondes se propagent donc à la meme vitesse et dans deux directions opposées. Le comportement hydraulique simulé est donc erroné, tant en régime fluvial qu'en régime torrentiel. L'obtention d'un point critique est également impossible avec cette formulation

II.4.2 HEC-RAS :

Le logiciel HEC-RAS est un code de calcul unidimensionnel développé par l'US Army Corps of Engineers. En complément des calculs de ligne d'eau en régime permanent ou transitoire, ce logiciel permet de modéliser les phénomènes de transport de sédiments ou de polluants. Deux méthodes de calcul différentes sont utilisées pour le régime permanent et le régime transitoire. Les équations mises en jeu et la méthodologie de résolution sont présentées dans [5].

La modélisation des écoulements en régime transitoire se base sur les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. L'écoulement est séparé entre lit mineur (les variables sont notées avec l'indice MC pour ''Main channel'') et lit majeur (les variables sont notées avec l'indice FP pour ''Flood plain'') ; sur chaque sous-partie de l'écoulement, l'équation de conservation de la masse est établie :

$$\frac{\partial S_{MC}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{MC}}{\partial x_{MC}} = q_{l,FP} \qquad (\boldsymbol{II.22a})$$

$$\frac{\partial S_{FP}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{FP}}{\partial x_{FP}} + \frac{\partial S_t}{\partial t} = q_{l,MC} + ql \qquad (\boldsymbol{II.22b})$$

Où $q_{l(FP,MC,\emptyset)}$ représentent respectivement le débit unitaire d'échange depuis le lit majeur vers le lit mineur, depuis le lit mineur vers le lit majeur et entrant dans la section. S_t est le volume unitaire d'eau contenu dans la section mais ne participant pas aux écoulements. Les équations de conservation de la quantité de mouvement sur chaque sous partie s'écrivent :

$$\frac{\partial Q_{MC}}{\partial t} + \frac{\partial (V_{MC} Q_{MC})}{\partial x_{MC}} = M_{l,FP} - gS_{MC}\left(\frac{\partial z}{\partial x_{MC}} + S_{f,MC} + S_{h,MC}\right) \qquad (\boldsymbol{II.23a})$$

$$\frac{\partial Q_{FP}}{\partial t} + \frac{\partial (V_{FP} Q_{FP})}{\partial x_{FP}} = M_{l,MC} - gS_{FP}\left(\frac{\partial z}{\partial x_{FP}} + S_{f,FP} + S_{h,FP}\right) \qquad (\boldsymbol{II.23b})$$

Où $M_{l(FP,MC)}$ représentent respectivement le flux unitaire de quantité de mouvement d'échange latéral depuis le lit majeur vers le lit mineur et depuis le lit mineur vers le lit majeur et $S_{h(FP,MC)}$ la pente des pertes de charge singulières liées aux obstacles respectivement pour le lit majeur et le lit mineur. Les équations $(\boldsymbol{II.23})$ sont établies en faisant l'hypothèse que la cote de la surface libre z est la même sur toute la section d'écoulement.

Les équations sur le lit mineur et sur le lit majeur sont ensuite sommées pour établir la conservation de la masse et de la quantité de mouvement sur l'ensemble de la section en travers :

$$\begin{cases} \frac{\partial S_{EQ}}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S_t}{\partial t}\frac{\partial x_{FP}}{\partial x} = q_l \frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \\ \frac{\partial Q_{EQ}}{\partial t} + \frac{\partial (\beta' u Q)}{\partial x} = \xi' \frac{\partial (u_l q_l)}{\partial x} - gS\left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_{f,EQ} + S_{h,EQ}\right) \end{cases} \quad (II.24)$$

Où

$$S_{EQ} = S_{MC}\frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + S_{FP}\frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (II.25)$$

$$\boldsymbol{Q} = \boldsymbol{Q_{MC}} + \boldsymbol{Q_{FP}} \quad (II.26)$$

$$Q_{EQ} = Q_{MC}\frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + Q_{FP}\frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (II.27)$$

$$\beta' u Q = V_{MC} Q_{MC} + V_{FP} Q_{FP} \quad (II.28)$$

$$S = S_{MC} + S_{FP} \quad (II.29)$$

$$S_{f,EQ} = S_{f,MC}\frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + S_{f,FP}\frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (II.30)$$

$$S_{h,EQ} = S_{h,MC}\frac{\partial x_{MC}}{\partial x} + S_{h,FP}\frac{\partial x_{FP}}{\partial x} \quad (II.31)$$

Où x représente l'abscisse curviligne commune à l'écoulement en lit mineur et en lit majeur et est calculé à partir de x_{MC} et x_{FP} et où les termes $q_{l,FP}$, $q_{l,MC}$, $M_{l,FP}$ et $M_{l,MC}$ ont étré supprimés dans la mesure où ils s'annulent deux à deux ($q_{l,MC}\frac{\partial x_{FP}}{\partial x} = q_{l,FP}\frac{\partial x_{MC}}{\partial x}$ et $M_{l,MC}\frac{\partial x_{FP}}{\partial x} = M_{l,FP}\frac{\partial x_{MC}}{\partial x}$).

Un terme d'apport latéral de quantité de mouvement $\xi' \frac{\partial (u_l q_l)}{\partial x}$ à également été ajouté pour prendre en compte les échanges de quantité de mouvement au niveau des confluences et des diffluences.

Le schéma de Preissman ([6],[7] et [8]) est utilisé pour résoudre ces équations. Ce schéma implicite a été conçu de manière à conserver le caractère conservatif des équations. La représentation de l'estimation des dérivées partielles dans l'espace des phases est présentée à la figure II.10.

L'expression pour ces dérivées est :

$$\frac{\partial U}{\partial t} \approx (1-\psi)\frac{U_i^{n+1}-U_i^n}{\Delta t} + \psi\frac{U_{i+1}^{n+1}-U_{i+1}^n}{\Delta t} \qquad (II.32a)$$

$$\frac{\partial U}{\partial x} \approx (1-\theta)\frac{U_{i+1}^{n}-U_i^n}{\Delta x} + \theta\frac{U_{i+1}^{n+1}-U_{i}^{n+1}}{\Delta x} \qquad (II.32b)$$

Le système d'équations $(II.24)$ étant non linéaire, sa résolution nécessitent des temps de calcul relativement importants et des problèmes de convergence pourraient apparaitre en cas de solutions discontinues (choc, ressaut hydraulique,…etc.)

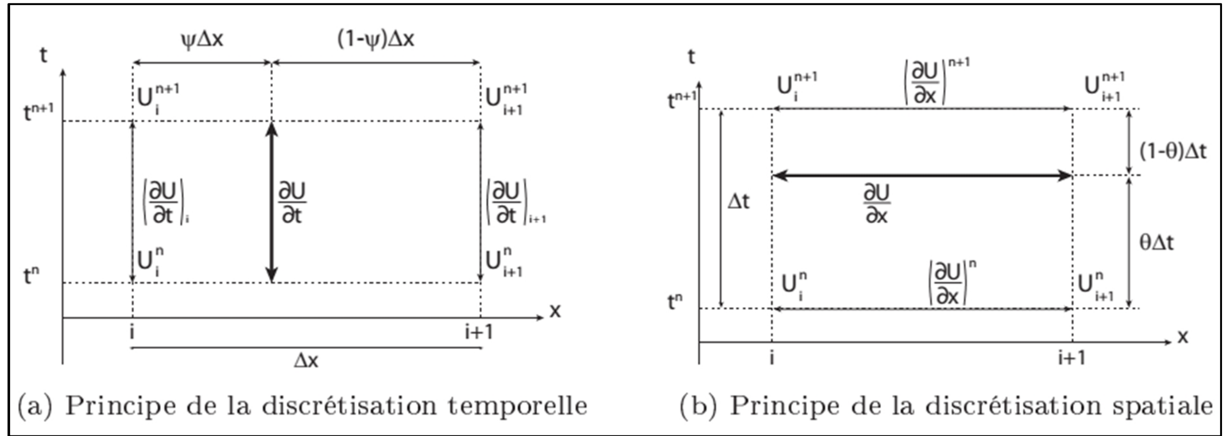


Figure II.10 : Principe du schéma de Preissmann utilisé dans HEC-RAS

La linéarité est obtenue en appliquant la technique développée par Preissmann (rapportée par Liggett et Cunge [9]) et Chen [10]. Le calcul de la ligne d'eau sur un bief revient alors à résoudre un système de la forme $= B$.

Les conditions aux limites permettent d'obtenir le même nombre d'équations que de variables. Le schéma de preissmann, utilisé pour la résolution numérique des équations, est connu pour fournir une solution incorrecte dans le cas d'un écoulement transcritique [11]. Une version pour les écoulements transcritiques a été proposé [12] mais n'est a priori pas implémentée puisque le manuel de référence de HEC-RAS n'en fait pas état. Le passage en régime torrentiel pour être à l'origine d'oscillations numériques qui tendent à simplifier sans autant causer un arrêt de programme. Le manuel utilisateur du logiciel HEC-RAS [13] indique que si l'écoulement peut devenir torrentiel, il convient d'utiliser une méthodologie alternative. La technique employée alors est la ''Local Partial Inertia'' développée par Fread et al [14]. Cette méthodologie consiste à réduire l'influence des termes inertiels dans l'équation de quantité de mouvement :

$$f\left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\frac{\beta' Q^2}{S}\right)}{\partial x}\right] = -gS\left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_{f,x}\right) \qquad (\mathbf{II.33})$$

La fonction de transition f étant définie par :

$$f = \begin{cases} F_T - Fr^m & pour\ Fr \leq F_T \\ 0 & pour\ Fr > F_T \end{cases} \qquad \textbf{(II.34)}$$

Où m est un entier dont l'utilisateur peut modifier la valeur entre 1 et 128 (la valeur par défaut est de 10) et F_T est la valeur seuil pour laquelle la transition entre les formulations s'effectue. La modifciation de l'équation de conservation de la quantité de mouvement se répercute sur le calcul de la matrice jacobienne A du système hyperbolique **(II.24)** et sur l'estimation de propagation des ondes dans l'écoulement.

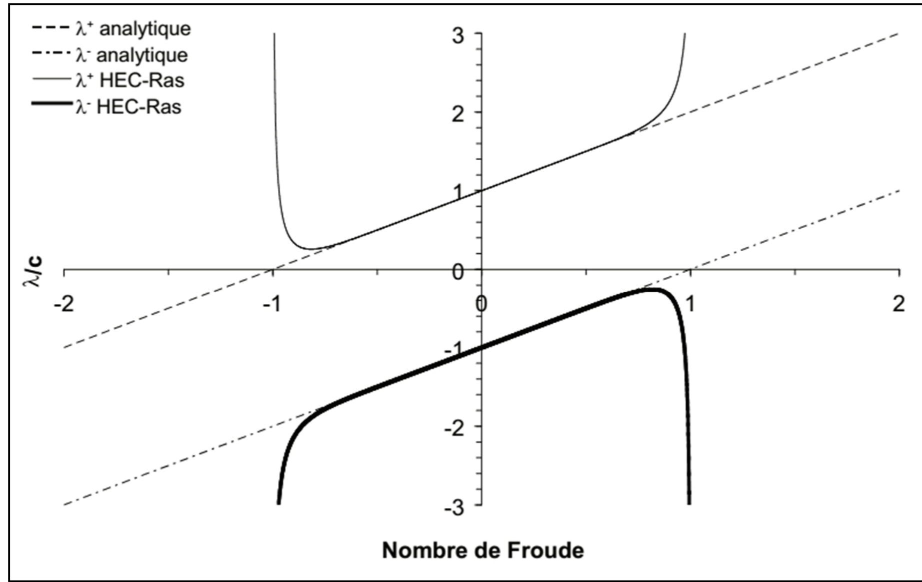


Figure II.11 : Evolution de la célérité des ondes en fonction du nombre de Froude ; comparaison du comportement théorique et de celui de HEC-RAS

L'expression de A et des célérités d'ondes pour $\beta' = 1$ est donnée par :

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ \frac{c^2}{f} - u^2 & 2u \end{bmatrix} \qquad \textbf{(II.35)}$$

$$\begin{cases} \lambda^- = u - \frac{c}{\sqrt{f}} \\ \lambda^+ = u + \frac{c}{\sqrt{f}} \end{cases} \qquad \textbf{(II.36)}$$

Il convient de noter que le calcul de la matrice jacobienne n'a plus de sens lorsque $f = 0$ car le système d'équations n'est plus hyperbolique quand l'équation de conservation de la quantité de mouvement est remplacée par l'équation de l'onde diffusive. L'évolution du ratio entre la

célérité des ondes et celle des ondes de pression en fonction du nombre de Froude a été tracée sur la figure II.11 .

Du fait de la définition de la fonction de transition f, la formulation adoptée par HEC-RAS est identique à la formulation classique pour un écoulement immobile (Fr = 0). Plus le régime d'écoulement se rapproche du régime critique (Fr = 1) et plus le comportement décrit par la formulation HEC-RAS s'écarte du comportement théorique. En effet, la transition du régime fluvial vers le régime torrentiel se traduit en théorie par la diminution d'une célérité d'ondes (en valeur absolue) jusqu'à devenir nulle pour un écoulement critique. Ce comportement est l'inverse de celui décrit par le logiciel puisque les deux célérités d'ondes calculées tendent vers l'infini (en valeur absolue) quand le nombre de Froude tend vers 1.

En régime torrentiel (f = 0), l'équation de quantité de mouvement devient celle de l'onde diffusive. Cette approximation est physiquement non justifiée. En effet, l'équation de l'onde diffusive revient à négliger les termes d'inertie alors qu'ils sont prédominants en régime torrentiel. Par ailleurs, l'équation de l'onde diffusive tend à amortir l'onde de crue lors de sa propagation. Cet amortissement de la pointe de crue est le plus souvent rencontré dans la partie des cours d'eau où le champ d'expansion de crue joue un rôle prédominant et où l'écoulement y est généralement fluvial. En revanche à l'amont des cours d'eau, l'écoulement est plus fréquemment en régime torrentiel et les zones d'expansion de crue sont plus faibles, qu'adoptées dans le logiciel HEC-RAS vont à l'encontre du comportement physique généralement existant en créant un abattement du pic de crue lorsque l'écoulement est torrentiel.

II.4.3 Isis Flow :

Le logiciel Isis Flow est un logiciel de modélisation unidimensionnelle des écoulements à surface libre en régime permanent ou transitoire développé par Wallingfor Software. La méthodologie de calcul est présentée dans le manuel de référence du logiciel [15]. Les hauteurs et les débits sur la zone modélisée sont calculés en résolvant les équations de Saint-venant :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \qquad (\mathbf{II.37})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{S}\right) = -gS\left(\frac{\partial z}{\partial x} - S_f\right) \qquad (\mathbf{II.38})$$

Comme dans le cas de Mike 11, le terme d'apport latéral q_l n'est pas pris en compte dans l'équation de quantité de mouvement ce qui peut etre à l'origine d'un comportement incohérent.

La modélisation des écoulements en régime transitoire utilise le schéma de Preissmann (voir Section I.4.2) pour résoudre les équations de Saint-Venant. La méthodologie employée n'est que très brièvement décrite dans le manuel du logiciel [15]. Les hypothèses associées à ce type de modélisation ne sont pas explicitées.

Le calcul de ligne d'eau en régime permanent et en régime transitoire peut poser problème dans le cas d'un écoulement torrentiel ; notamment à cause des instabilités que peut générer le schéma de Preissmann au niveau du passage d'écoulement est considérée constante dans le terme convectif de l'équation de conservation de la quantité de mouvement (II.38) :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{S}\right) \approx \frac{1}{S}\frac{\partial Q^2}{\partial x} \qquad (\mathbf{II.39})$$

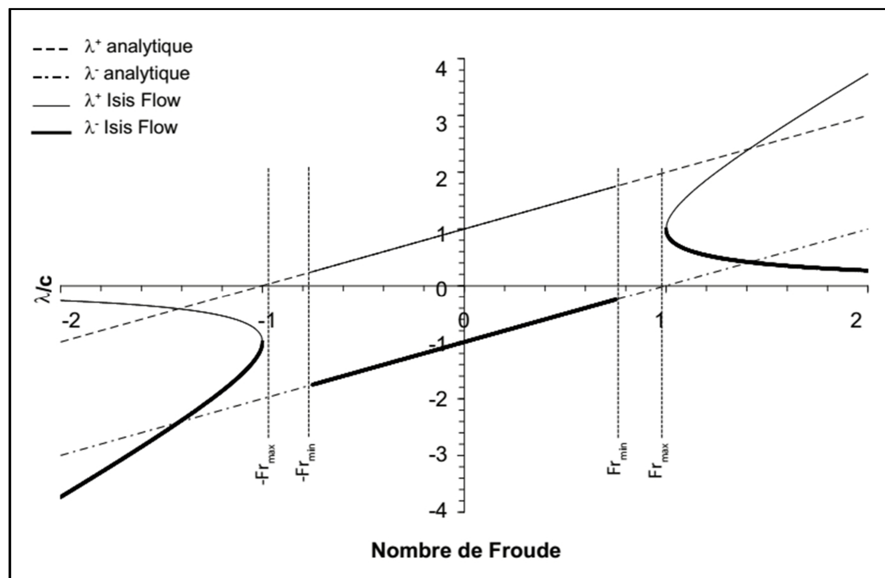


Figure II.12 : Evolution de la célérité des ondes en fonction du nombre de Froude ; comparaison du comportement théorique et de celui de Isis Flow

Cette approximation se répercute au niveau du calcul de la matrice jacobienne et de l'expression de la vitesse de propagation des ondes.

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ c^2 & 2u \end{bmatrix} \qquad (\mathbf{II.40})$$

$$\begin{cases} \lambda^- = u - \sqrt{u^2 - c^2} \\ \lambda^+ = u + \sqrt{u^2 - c^2} \end{cases} \qquad (\mathbf{II.41})$$

Il est indiqué qu'une transition progressive est réalisée entre les équations de Saint-Venant de celles incluant l'approximation (II.32). L'expression de cette fonction de transition n'est pas présentée dans le manuel de référence du logiciel [15]. Néanmoins, les valeurs seuil par défaut

entre lesquelles la fonction de transition entre en jeu sont spécifiées : la transition s'effectue pour un nombre de Froude compris entre $Fr_{min} = 0.75$ et $Fr_{max} = 0.9$. Les équations complètes de Saint-Venant sont donc utilisées pour un nombre de Froude inférieur à Fr_{min} et l'approximation est complètement appliquée au-delà de Fr_{max} . L'évolution du ratio $\frac{\lambda}{c}$ en foction du nombre de Froude a été tracée sur la figure (II.12).

L'expression de la fonction de transition n'étant pas précisée dans le manuel du logiciel, il est impossible de déterminer la formulation des célérités d'ondes sur l'ensemble du domaine de variation du nombre de Froude ; le ratio n'a par conséquent pas été tracé dans le domaine d'application de la fonction de transition pour un nombre de Froude compris entre $Fr_{min} = 0.75$ et $Fr_{max} = 0.9$.

Pour un écoulement fluvial le terme c^2 prédomine devant u^2 ; les célérités d'ondes (II.34) ne sont donc pas définies pour un nombre de Froude compris entre 0,9 et 1.

La valeur par défaut de Fr_{max} ne peut donc pas être conservée égale à 0,9 et doit nécessairement vérifier $Fr_{max} \geq 1$. D'autres contraintes sur Fr_{min} et Fr_{max} peuvent être imposées par l'expression de la fonction de transition.

Pour un nombre de Froude inférieur à Fr_{min} , les célérités d'ondes calculées par le logiciel sont identiques aux célérités théoriques. Pour un écoulement critique ($Fr = 1$) , les deux célérités d'ondes sont égales à c , ce qui ne correspond pas au comportement hydraulique théorique où une des célérités est nulle. On peut également montrer qu'en régime torrentiel, les célérités calculées par le logiciel ne sont égales aux célérités théoriques que pour $Fr = \pm\sqrt{2}$. La tracé des célérités d'ondes théoriques et calculées par le logiciel dans l'espace des phases permet d'identifier deux comportements différents. Pour $1 < Fr^2 < 2$, la célérité d'onde négative (respectivement sous-estimé) par rapport aux célérités théoriques ; le comportement inverse est observable pour $Fr^2 > 2$. Par ailleurs, lorsque le nombre de Froude augmente, l'une des célérités d'ondes calculée par le logiciel tend vers 0. Cet comportement est incohérent avec le comportement théorique puisque la vitesse de propagation des ondes augmente avec le nombre de Froude.

II.4.4 RubarBE :

Le code RubarBE permet le calcul de ligne d'eau pour des écoulements monodimensionnels dans un bief. Il est particulièrement bien adapté aux régimes transitoires rapides avec d'éventuelles alternances de conditions fluviales ou torrentielles.

A ce titre, sa première utilisation possible est le calcul de propagation d'onde de rupture de barrage. Il peut aussi être employé pour la simulation de tous types de crues naturelles, son domaine d'application privilégié restant les crues rapides.

La topographie de la vallée dans laquelle s'effectuent les écoulements est décrite par une série de profils en travers qui peuvent être définis par des couples abscisses-cotes ou largeurs-cotes. Le calcul s'effectue entre des sections de calcul (pas d'espace constant ou variable) dont la géométrie est déterminée par interpolation entre les profils en travers donnés.

Le code RubarBE résout les équations complètes de Barré de Saint Venant par une méthode explicite. Cette dernière utilise un schéma du second ordre. A chaque pas, le problème de Riemann est résolu de façon approchée grâce à une linéarisation de Roe. Cette méthode de résolution s'appuie sur les travaux de Jean Paul VILA portant sur les schémas numériques appliqués aux systèmes hyperboliques non linéaires.

Le code du RubarBE s'appuie sur les équations de Saint-Venant, écrites en utilisant : la section mouillée A et le débit liquide Q sous les formes suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \qquad \textbf{(II.42)} \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\beta \frac{Q^2}{A_m} + P_{pr}\right) = -g\,A\,\frac{\partial z_f}{\partial x} - g\,A\,\frac{Q|Q|}{D_{eb}^2} + B_{pr} \qquad \textbf{(II.43)} \end{cases}$$

II.5 Conclusion :

Dans ce chapitre on a donné une description sommaire des modèles hydraulique 1D, ces derniers sont composés généralement de deux équations aux dérivées partielles de Barré de Saint Venant. Ces deux équations sont fortement liées aux expressions de pertes de charge qui sont fonction de la nature et de la forme des lits des cours d'eau

Nous avons également décrit un code 1D dans le but de modéliser un oued algérien (cas de oued K'sob à M'sila), ce code de calcul 'RubarBE' est développé au *Cemagref* de Lyon, L'accent sera mis sur la méthodologie de calcul et la faisabilité des méthodes numériques employées.



Chapitre III

Modèle hydraulique 1D dans l'étude des inondations

(Cas de la crue 1994 -Oued K'sob)

Chapitre III: Modèle hydraulique1D dans l'étude des inondations (Cas de la crue 1994 -Oued K'sob)

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on présente l'oued K'sob équipé d'une station hydrométrique (Medjaz) et d'un barrage. On se focalise sur le tronçon situé en aval du barrage et traversant la ville de M'sila sur une longueur de 6800 m.

Selon les services de l'hydraulique, et depuis la réalisation du barrage de K'sob, ce tronçon n'a débordé qu'en 1994 à cause d'une crue enregistrée le 23/09/1994 et qui a transporté un apport liquide de 50 million m^3 avec un débit maximum de 1429.444 m^3/s.

Pour cela, on essayera de simuler cette crue à travers ce tronçon en utilisant le code de calcul 1D « RubarBE » (développé à l'Irstea (ex *Cemagref)* à Lyon). Les résultats sont confrontés aux limites réelles de débordement atteintes par cette crue.

III.2 Description du tronçon de l'Oued simulé :

III.2.1 Généralités sur le sous B.V K'sob :

Le bassin versant de l'oued K'sob au barrage K'sob a une superficie de 1480 km^2. Il est situé au Nord-Est de l'Algérie. Il appartient au grand bassin versant du Chott Hodna dont il occupe 41% de la surface totale (Figure III.1). L'oued K'sob parcourt 73 km pour se jeter dans la cuvette du barrage, mis en eau en 1940 avec une capacité initiale de 29.5 Mm^3. Au dernier levé bathymétrique, effectue en 2010 par les services de l'ANBT (Agence nationale des barrages et des transferts), le taux d'alluvionnement est estimé à 67.6%

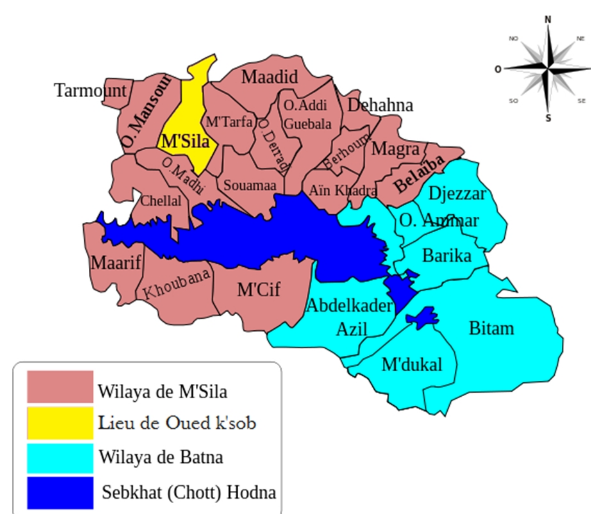


Figure III.1 : Sous B.V de Oued K'sob

La station hydrométrique de Medjaz mise en service en 1973, est située en amont du barrage. Elle contrôle une superficie de 1317 km^2, soit 89% du bassin versant de l'Oued K'sob. Les caractéristiques morphométriques du bassin versant au site du barrage sont données en (Tableau III.1)

Le bassin versant est caractérisé par un climat semi-aride .La précipitation moyenne interannuelle enregistrée entre 1973/1974 et 1993/1994 est estimé à 225 mm et la température moyenne est de 17°C, avec des écarts de 11°C à 47°C .

Tableau III.1 : Principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued K'sob

Caractéristiques	Unité	Valeurs
Superficie	Km^2	1480
Périmètre	Km	165
Indice de compacité	/	1.27
Longueur du rectangle équivalent	Km	60.50
Altitude maximale	m	1875
Altitude minimale	m	637
Altitude moyenne	m	1080
Indice de pente	m/Km	0.12
Densité de drainage	Km/Km	4
Longueur du cours d'eau principal	Km	73
Temps de concentration	Heure	16

III.2.2 Tronçon de l'oued K'sob simulé:

Il s'agit d'un tronçon de 6800 m de longueur en aval du barrage et traversant la ville de M'sila. Le point de départ près de Moulins Erriad « Hodna » jusqu'à Sidi Amara (Figure III.2). L'oued présente plusieurs méandres, et la largeur moyenne entre 34 et 230 m avec une faible pente de l'ordre 0,6 % m.

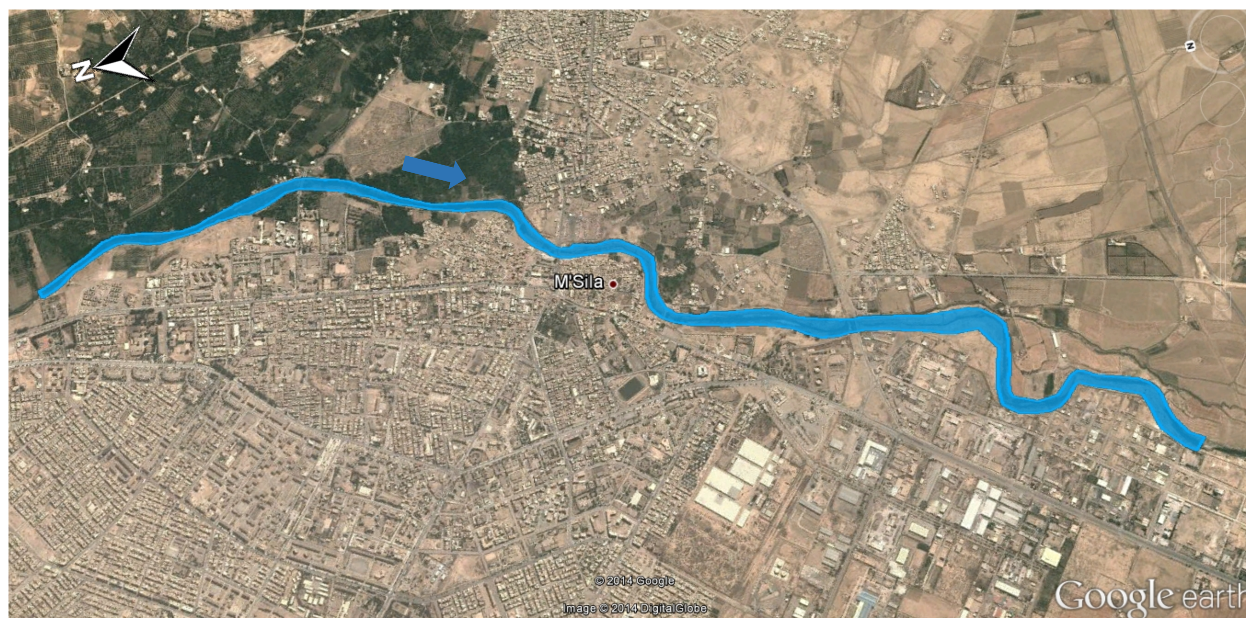


Figure III.2 : Tronçon de l'oued K'sob simulé



Figure III.3 : Photos réelles de oued K'sob à M'sila

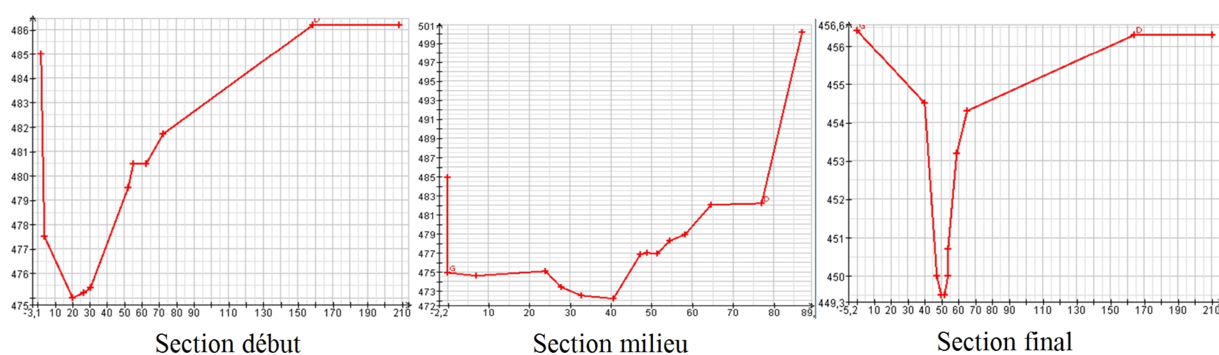


Figure III.4 : Quelques sections de l'oued K'sob (tronçon simulé)

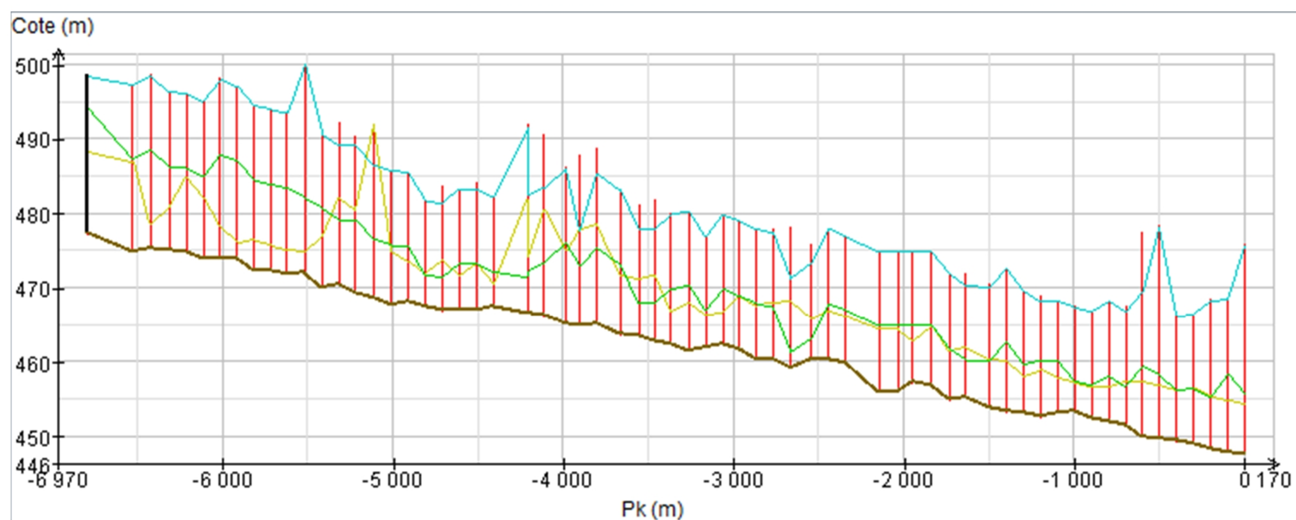


Figure III.5 : Profils en long du tronçon simulé

III.3 Description du code de calcul –RubarBE- :

III.3.1 RubarBE : est un code de calcul hydraulique 1D qui permet de simuler les écoulements à surface libre dans les cours d'eau.

Ce code est développé à l'Irstea (ex Cemagref) de Lyon par Mr André PAQUIER, ce code est écrit en détail par Balayn [21] El kadi [22] et les éléments clés de la modélisation résumés par Paquier [23]

Dans ce code, le calcul s'appuie sur le logiciel hydrodynamique unidimensionnel *Rubar3* Paquier [20] crée pour l'étude de la propagation des ondes de rupture des barrages en une dimension et plus généralement tout écoulement qui suit les équations de Saint- Venant.

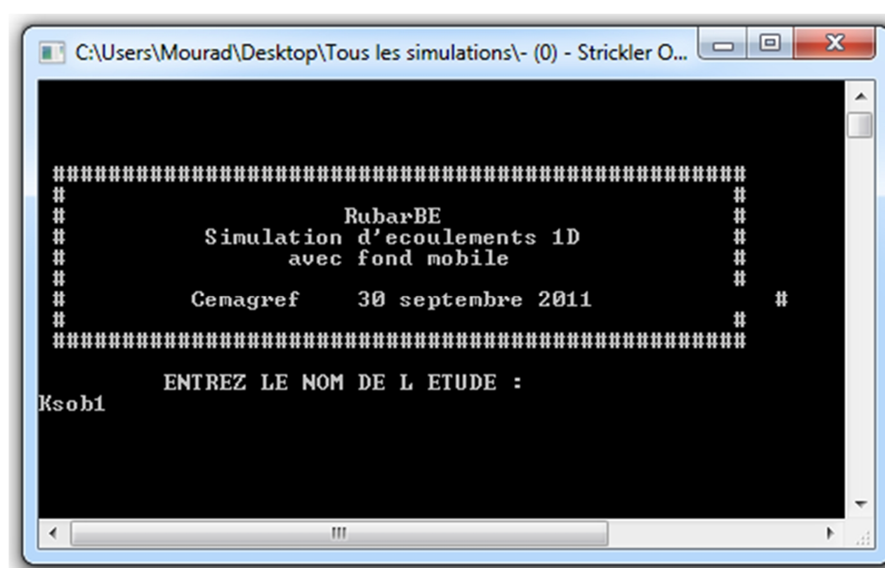


Figure III.6 : Interface du logiciel RubarBE

La première version (qui calcule les écoulements dans un seul bief) de ce logiciel a été développée par le *Cemagref* à partir des travaux ([18],[19]) sur la modélisation mono-dimensionnelle des problèmes de choc (avalanches, ondes de rupture, glissements de terrain dans une retenue, etc). La modification de cette version est adaptée à la modélisation des écoulements dans les rivières à fond fixe par Paquier [20] le traitement du second membre des équations hydrodynamiques pour le calcul dans les cas où il devient important.

La troisième version (permet de calculer les écoulements en tenant compte de plusieurs biefs) est développée par Balayn [21], il a intégré un module de transport solide et d'évolution morphologique de la topographie du lit, qu'est décrite par une série de profils en travers.

Une autre version de 2011, a permis l'élargissement du logiciel à plusieurs formules de perte de charge, cette amélioration qui a permis d'évoluer la qualité de calcul du code est effectuée par Mr HASBAIA Mahmoud dans le cadre de ses travaux de thèse de doctorat en 2008.

III.3.2 PamHyr :

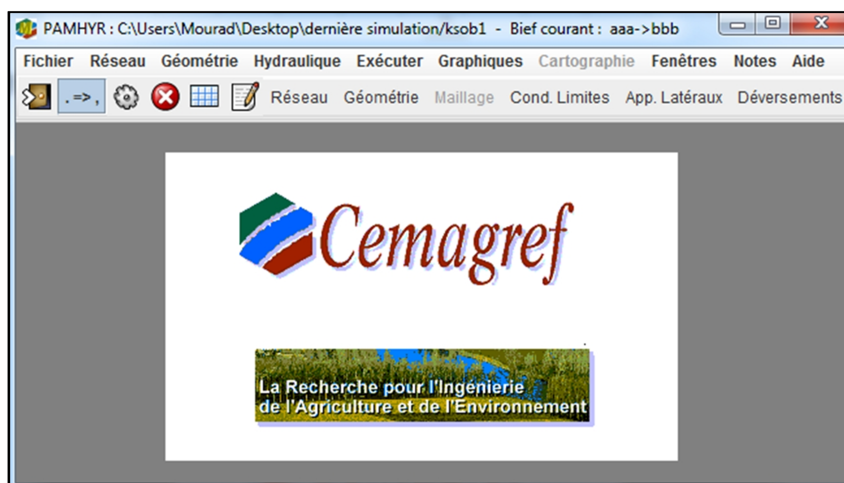


Figure III.7 : Interface graphique de PamHyr

L'interface graphique, nommée PAMHYR, permet de gérer l'ensemble des données nécessaires à la réalisation d'une simulation hydraulique par le code Rubarbe, y compris sa description topologique. On peut saisir et afficher (sous forme graphique ou pas) l'ensemble des données d'un modèle numérique et l'ensemble des résultats produits par ce modèle.

Une partie importante des données est constituée de courbes y(x) (profils en travers et profils en long pour la géométrie, conditions aux limites variables en temps, etc.) qui sont bien entendu représentées graphiquement. De la même façon PAMHYR permet de visualiser les résultats du modèle numérique : lignes d'eau, hydrogrammes, limnigrammes, champs d'inondation, etc.

PAMHYR est constitué de plusieurs modules utilisés depuis une interface commune, tels que le module "Géométrie" qui permet la saisie et la visualisation des données géométriques mais permet aussi de piloter le mailleur, le module "Hydraulique" qui gère l'ensemble des données hydrauliques (paramètres de résistance à l'écoulement, CL, apports, débordements, etc.). Le module "Exécuteur" permet de réaliser les simulations numériques en pilotant le code de calcul (RubarBE). Enfin les modules "Graphiques" et "Cartographie" permettent de visualiser les résultats de simulation sous différentes formes.

Pour que PAMHYR permette effectivement de réaliser complètement une modélisation hydraulique il manque donc un module "Calage" qui permettrait d'une part de définir les données propres au calage (événements observés, intervalles de définition des paramètres à ajuster) et d'autre part de récupérer les données du modèle (dont les tronçons de rugosité homogène) et de réaliser le calage.

III.4 Description de la crue simulée :

III.4.1 Importation de la géométrie du tronçon simulé :

La géométrie (les données topographiques) du tronçon simulé (soit 65 sections de l'oued), est saisi en mode (cote, distance) à l'aide d'un utilitaire Sairube. Une fois, la géométrie est saisie on pourra l'importer à tout moment voir la Figure III.8

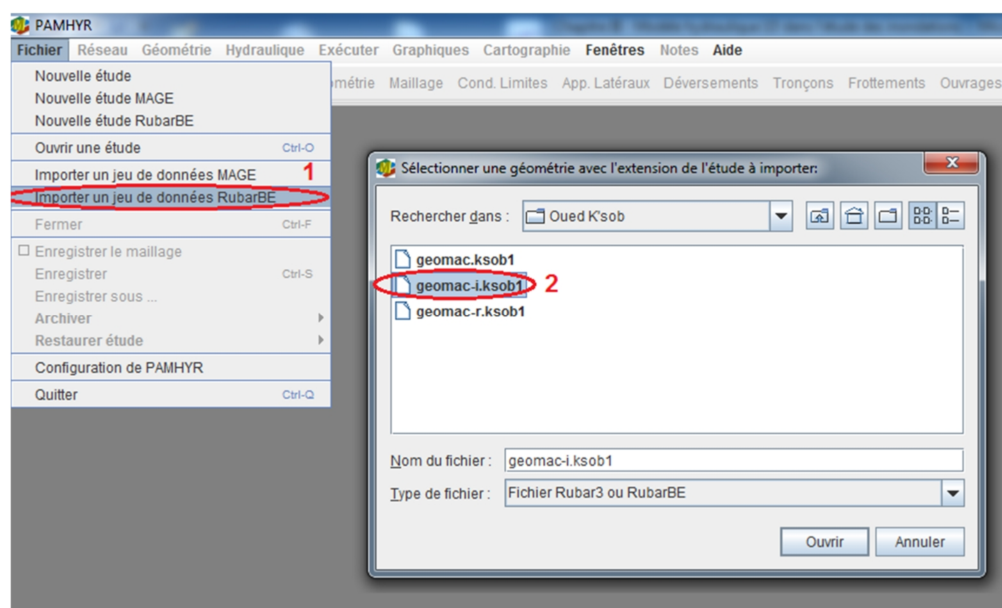


Figure III.8 : déclaration de la géométrie dans PamHyr

NB : On peut aussi saisir les autres paramètres par « Sairube », pour générer l'ensemble des fichiers nécessaires au lancement du programme RubarBe. Le détail de l'explication de ce logiciel est intégré à l'annexe.

III.4.2 Les conditions initiales :

On déclare les données initiales (à l'instant 0) des paramètres hydrodynamiques (vitesses, débits, tirants d'eau) dans chaque section ou par tronçons, ces paramètres sont nécessaires pour le lancement de la simulation.

Conditions Initiales du bief: aaa->bbb

RubarBE | RubarBE Solide

Conditions Initiales

pk (m)	Débit (m^3/s)	Vitesse (m/s)	Cote (m)	Tirant (m)	Nom	Commentaire
-6 800	0,134	0	477,5	0,1		
-6 666	0,134	0	476,3	0,1		
-6 480,5	0,134	0	475,35	0,1		
-6 374	0,134	0	475,45	0,1		
-6 269	0,134	0	475,2	0,1		
-6 169	0,134	0	474,6	0,1		
-6 069	0,134	0	474,1	0,1		
-5 969	0,134	0	474,05	0,1		
-5 869	0,134	0	473,3	0,1		
-5 768,5	0,134	0	472,6	0,1		
-5 672	0,134	0	472,35	0,1		
-5 574,5	0,134	0	472,2	0,1		

Figure III.9 : les conditions initiales de la simulation

III.4.3 Les conditions aux limites :

Chaque simulation par Rubarbe necéssite deux conditions aux limites, une composée en amont et l'autre en aval. Pour notre cas de la crue de 23/09/1994 de l'oued K'sob, nous avons récupéré de l'ANBT (Agence nationale des barrages et des transferts) les débits rejetés du barrage pendant cette crue. Ces débit sont déclarés en amont, en aval on a supposé l'écoulement uniforme.

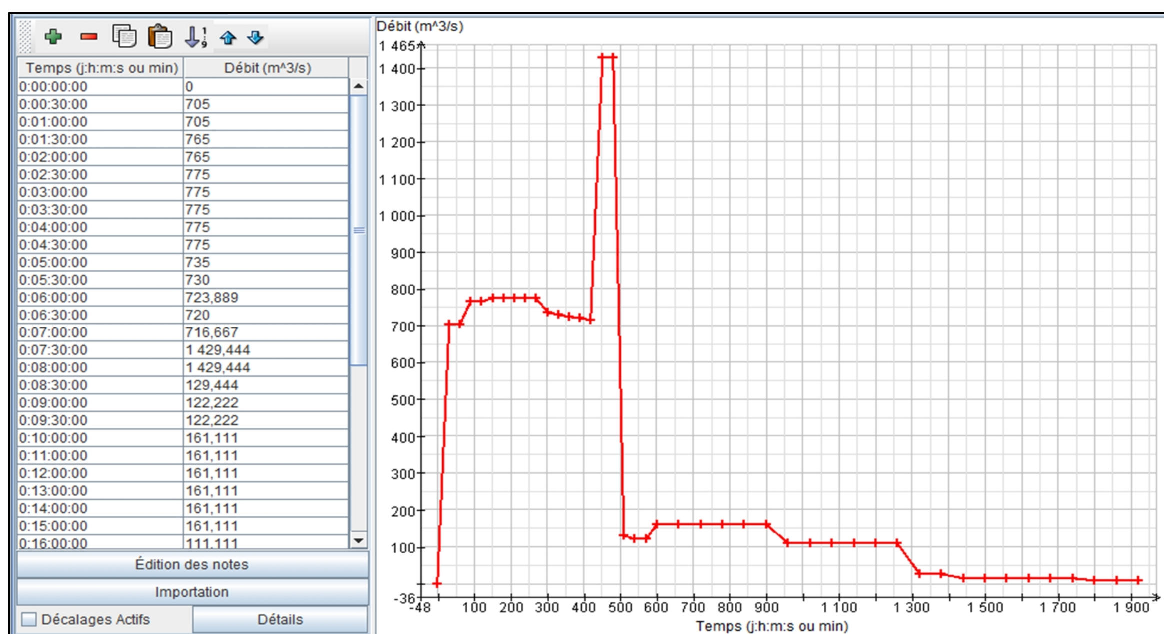


Figure III.10 : Déclaration des conditions aux limites par PamHyr

III.4.4 Déclaration des frottements :

Pour déclarer le frottement c'est-à-dire les coefficients de Strickler de toutes les sections du tronçon simulé, on suit les étapes suivantes :

Nous avons récupérés (de la direction des ressources en eau de M'sila) la granulométrie du fond selon les analyses effectuées (dans plusieurs sondages) par le bureau d'études de construction hydraulique (BUDAPEST- HONGRIE) en 1983 dans le cadre d'une étude de recalibrage de l'oued K'sob.

Les caractéristiques des sédiments du fond de l'oued K'sob sont récapitulées dans le (Tableau III.2) ci-dessous :

Tableau III.2 : la granulométrie de l'oued K'sob

X (m)	d16 (mm)	d50 (mm)	d84 (mm)
0	0,1	18	42
100	0,0055	0,0105	0,21
601	0,044	0,12	0,24
701	0,012	0,1	0,22
1301	0,035	0,11	0,18
1401	0,016	0,095	0,24
2150	0,027	0,55	14
2344	0,012	0,009	2
3167	0,011	0,095	0,195
3269	0,1	6	19
4415	0,035	0,14	5,5
5718	0,039	0,125	0,4
6532	0,17	1,75	25
6800	0,02	0,14	0,35

Le coefficient de Strickler est déduit à partir de la granulométrie de la formule Strickler suivante :

$$K_s = \frac{21}{{d_{50}}^{1/6}} \quad \text{(III.1)}$$

L'écart-type de la courbe granulométrique de chaque sondage est calculé par la formule :

$$\delta = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad \text{(III.2)}$$

selon l'homogénité de la granulométrie nous déduisons les coefficients de Strickler pour chaque trançon homogène .

Tableau III.3 : Coefficient de Strickler dans tout le tronçon simulé

Les tronçons	K_s	Les trançons	K_s
0 – 901m	19	4514 – 5223m	23
901 – 2344m	30	5223 – 5322m	31
2344 – 3470m	29	5322 – 5919m	30
3470 – 3561m	16	5919 – 6019m	31
3561 – 4415m	31	6019 – 6532m	30
4415 – 4514m	46	6532 – 6800m	45

Ensuite, on déclare tous les coefficients de frottement dans le code RubarBE à travers l'interface graphirque PamHyr , voir la figure III.11

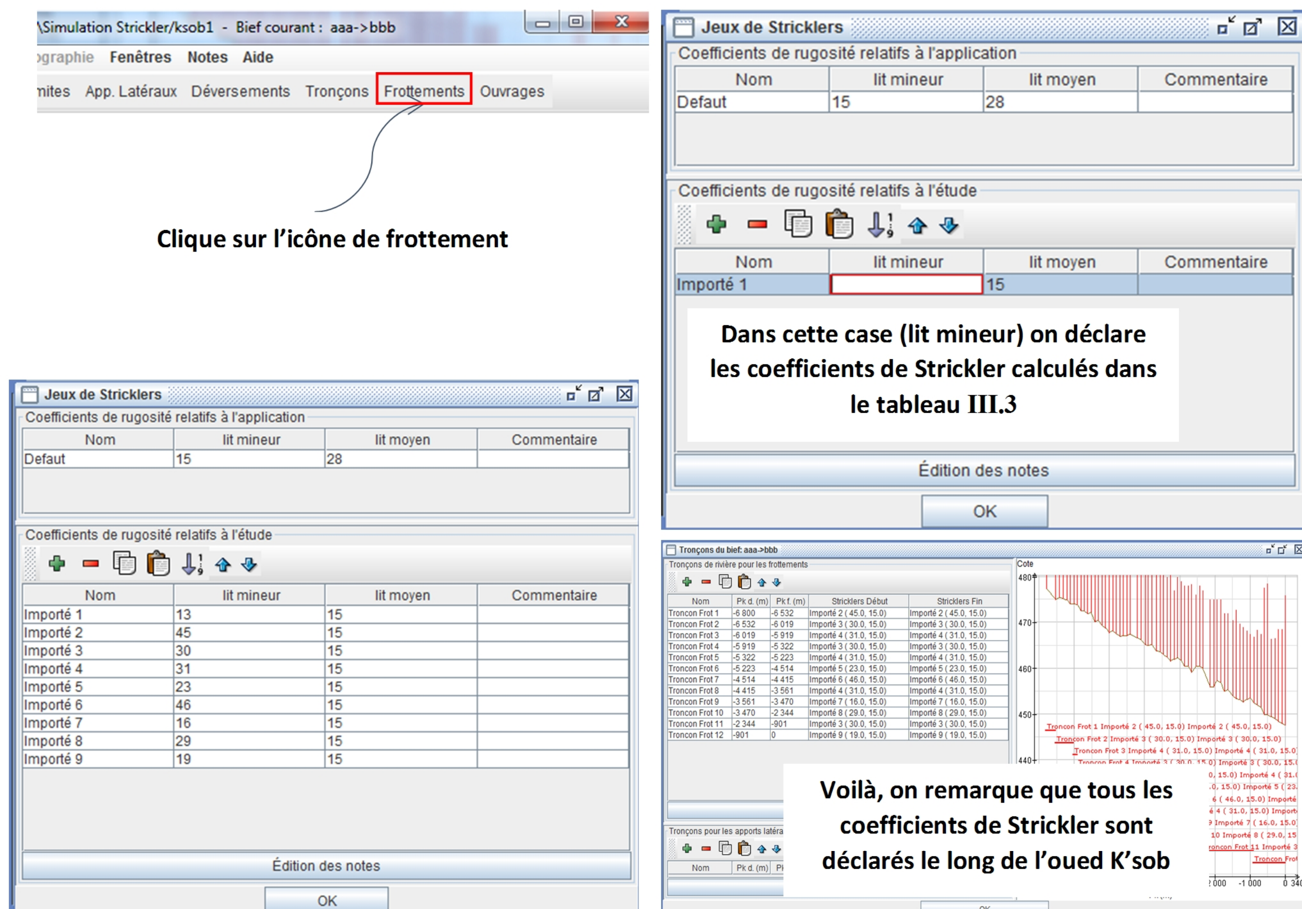


Figure III.11 : Déclaration des coefficients de frottement dans PamHyr

III.4.5 Déroulement de la simulation :

Après avoir introduit toutes les données nécessaires au code de calcul :

- La géométrie ;
- Les conditions initiales ;
- Les conditions aux limites ;
- Les frotttements du tranҫon similé ;

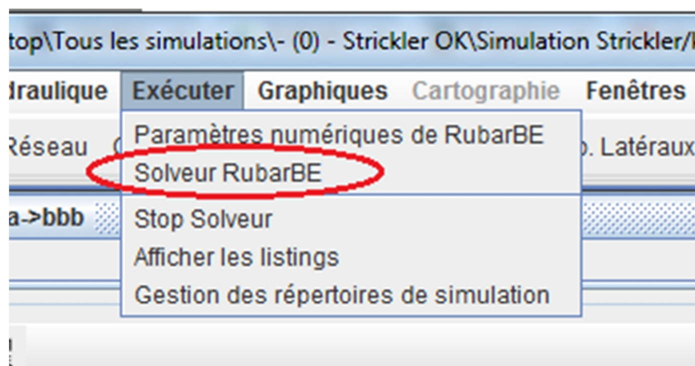


Figure III.12 : Lancement de la simulation

On lance la simulation, les résultats obtenus sont les débits, les vitesses et la ligne d'eau dans chaque pas de temps préalablement choisi et durant toute la période de la crue .

III.4.6 Résultats de la simulation :

Après la fin de la simulation, on peut visualiser les résultats sous forme de fichiers textes ou sous forme de graphes à partir l'interface PAMHYR suivant le pas de temps déclaré.

TableauIII.4 Exemple de résultat sous forme texte (oued K'sob).

Pas du temps (s)	**1800**				
Absc.IM (m)	**Côte Min Fond (m)**	**Côte Moy Fond (m)**	**Côte Eau (m)**	**Vit Liq (m/s)**	**Surf Mou (m^2)**
-6800.00	477.400	487.979	483.925	4.24172	166.206
-6532.00	475.000	485.378	480.268	8.85117	77.7007
-6429.00	475.500	485.096	480.236	4.77664	141.340
-6319.00	475.200	482.994	480.702	3.70404	183.385
-6219.00	475.000	482.427	480.313	3.65048	182.964
-6119.00	474.000	481.982	479.964	3.33871	198.075
-6019.00	474.000	482.009	479.847	3.46844	165.979
-5919.00	473.900	483.421	479.449	3.48320	172.341

On peut avoir ces résultats dans toutes les abscisses et dans chaque temps durant la simulation

III.4.7 Traitement des données :

Pour vérifier la qualité des résultats du code, on doit convertir la profondeur d'eau en hauteur de débordement H_d définie comme suit (Figure III.13)

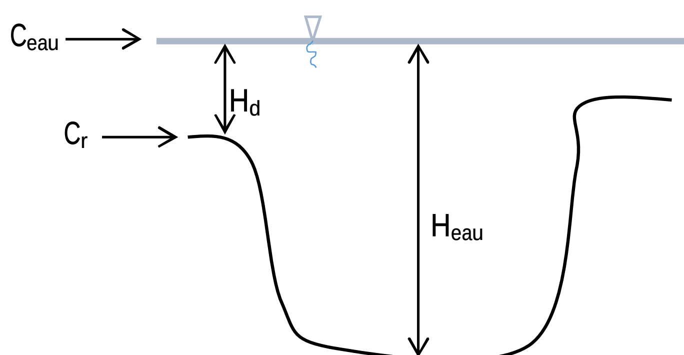


Figure III.13 : détermination de la hauteur de débordement

Tel que :

H_d : La hauteur de débordement ;

H_{eau} : La hauteur d'eau ;

C_{eau} : La cote d'eau ;

C_r : La cote de rive la plus basse ;

Pour calculer la hauteur de débordement, il faut connaitre :

- la cote d'eau (**C_{eau}**)
- La cote de rive la plus bas (**C_r**)

Donc la hauteur de débordement (**H_d**)= (**C_{eau}**) - (**C_r**)

NB : On dit qu'il y a un débordement si la cote d'eau est supèrieure à la cote rive minimale

Nous présentons un exemple des données traitées pour calculer le débordement dans une section de l'oued pendant le temps (Tableau III.5) . (tous les détails des autres sections sont intégrés à l'annexe)

Tableau III.5 Exemple de calcul de débordement dans une section (oued K'sob).

Section 07						
N	**Abscisse**	**temps(h)**	**C_r**	**cote d'eau**	**H_d**	**Statu**
1	-6019	0,5	478,3	479,847	1,547	**Débordement**
2	-6019	1	478,3	480,237	1,937	**Débordement**
3	-6019	1,5	478,3	480,381	2,081	**Débordement**
4	-6019	4,5	478,3	480,553	2,253	**Débordement**
5	-6019	5	478,3	480,303	2,003	**Débordement**
6	-6019	7	478,3	480,293	1,993	**Débordement**
7	-6019	7,17	478,3	480,859	2,559	**Débordement**
8	-6019	7,33	478,3	481,74	3,44	**Débordement**
9	-6019	7,5	478,3	482,733	4,433	**Débordement**
10	-6019	8	478,3	482,991	4,691	**Débordement**
11	-6019	8,17	478,3	482,165	3,865	**Débordement**
12	-6019	8,33	478,3	480,342	2,042	**Débordement**
13	-6019	8,5	478,3	477,875	-0,425	
14	-6019	8,83	478,3	476,661	-1,639	
15	-6019	9,5	478,3	476,658	-1,642	
16	-6019	10	478,3	476,886	-1,414	
17	-6019	15	478,3	476,879	-1,421	
18	-6019	16	478,3	476,579	-1,721	
19	-6019	21	478,3	476,583	-1,717	
20	-6019	22	478,3	475,568	-2,732	
21	-6019	24	478,3	475,149	-3,151	
22	-6019	31	478,3	474,955	-3,345	

III.4.8 Représentation graphique du débordement :

On peut résumer tous les résultats de la simulation (y compris les hauteurs de débordement dans les différentes sections de l'oued en fonction de temps) sous la forme d'un graphe 3D à l'aide d'un logiciel (Surfer 11).

Nous présentons les hauteurs de débordement de tout le tronçon simulé et pendant toute la crue dans la Figure III.14

III.4.9 Représentation graphique des limites de débordements:

A travers les résultats de la simulation, on peut déterminer le débordement maximal dans chaque section, ce qui nous permet de déterminer la cote d'extension des eaux débordées tels que

La cote d'extension des eaux débordées = La cote rive min + La hauteur max de débordement

Tous les sections débordées sont représentées dans le Tableau III.5

Tableau III.5 calcul des cotes d'extension des eaux débordées dans toutes les sections

Abscisse	H_d max	Cote rive min	Cote d'extension des eaux
-6429	3,312	478,7	482,012
-6319	1,909	481	482,909
-6119	0,879	482,2	483,079
-6019	4,691	478,3	482,991
-5919	6,139	476,2	482,339
-5819	3,548	476,5	480,048
-5718	2,822	475,8	478,622
-5626	4,176	475,3	479,476
-5523	3,518	474,9	478,418
-5423	0,588	477	477,588
-5015	0,635	475	475,635
-4915	1,718	473,7	475,418
-4814	3,489	471,8	475,289
-4714	3,831	471,4	475,231
-4614	2,929	471,8	474,729
-4514	0,618	473,3	473,918
-4415	3,124	470,6	473,724
-4215	2,132	471,6	473,732
-4209	1,24	472,4	473,64
-3907	2,833	467,6	470,433
-3561	2,712	468	470,712
-3470	1,951	468	469,951
-3370	2,349	466,8	469,149
-3269	0,499	468,2	468,699
-3167	1,951	466,4	468,351
-3067	1,329	466,7	468,029
-2670	4,662	461,4	466,062

-2547	2,684	463,3	465,984
-1950	0,868	463	463,868
-1738	0,809	461,5	462,309
-1638	2,144	460,3	462,444
-1500	2,25	460,2	462,45
-1401	1,851	460,2	462,051
-1301	3,537	458,2	461,737
-1201	1,909	459	460,909
-1101	2,167	458	460,167
-1001	2,765	457,3	460,065
-901	3,476	456,8	460,276
-801	3,004	456,7	459,704
-701	1,996	457,5	459,496
-601	1,751	457,5	459,251
-506	1,828	457	458,828
-401	2,073	456,3	458,373
-301	1,506	456,5	458,006
-200	2,055	455,4	457,455
-100	0,553	455	455,553
0	5,764	454,5	460,264

Ensuite, on trace les limites de débordement selon les cotes calculées en utilisant une carte topographique de la ville de M'sila (Figure III.15), mais pour une bonne visualisation on superpose ces limite dans le logiciel (Google Earth Pro). Voir la Figure III.16

Pour vérifier la qualité de nos résultats, nous avons effectué une enquête sur terrain pour identifier les limites de débordement réelles enregistrées en 1994 (Figure III.17). La comparaison des limites réelles et simulées montre que nos résultats sont très bons dans un cadre de prévision, nous pouvons améliorer les résultats en utilisant un levé topographique plus précis. L'extrapolation de ces résultats à d'autre cadre (aménagement…) nécessite un effort supplémentaire de point de vue donnés et modélisation.

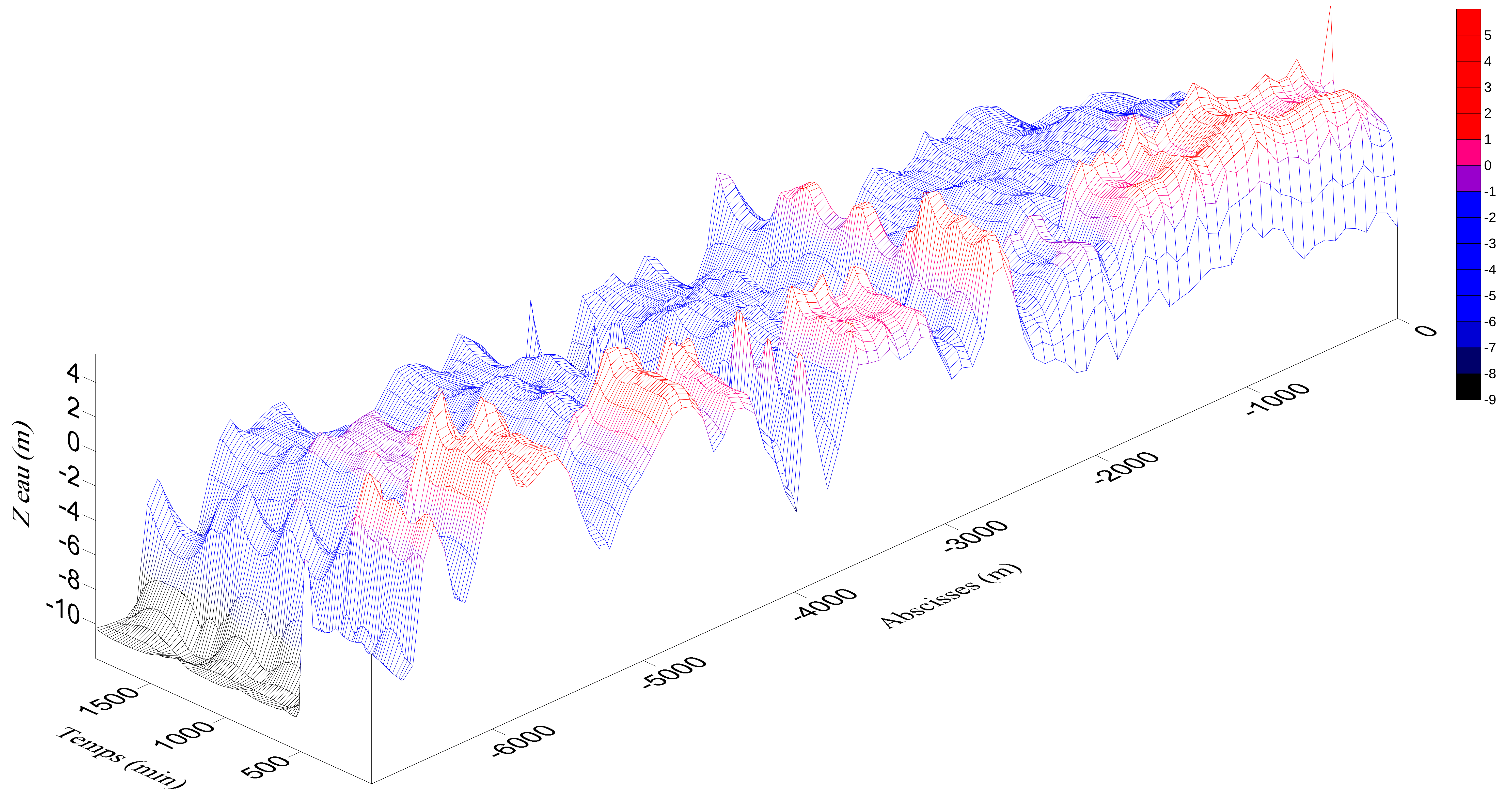


Figure III.14 : Représentation graphique de débordement (formule de Strickler)

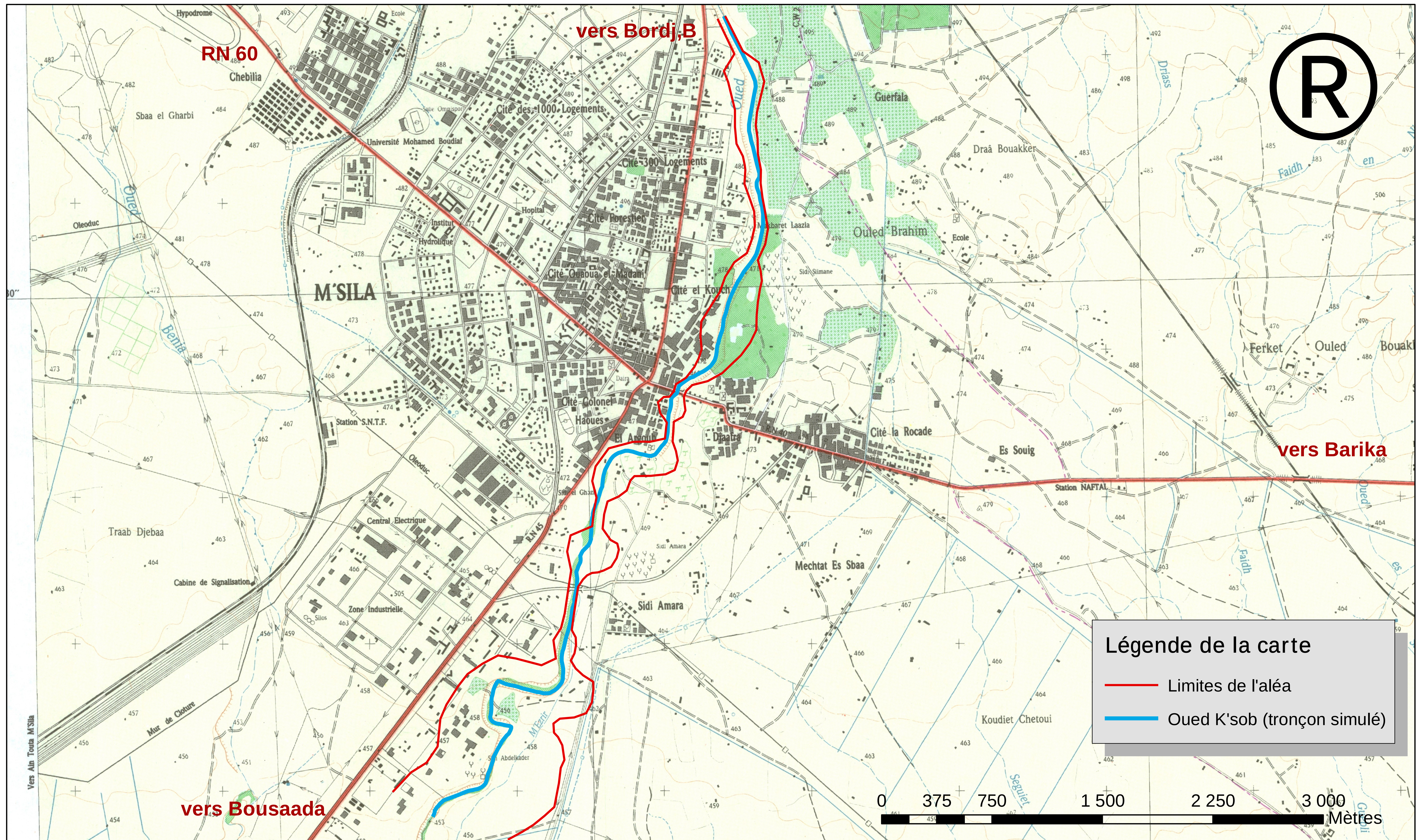


Figure III.15 : Les limites de l'aléa

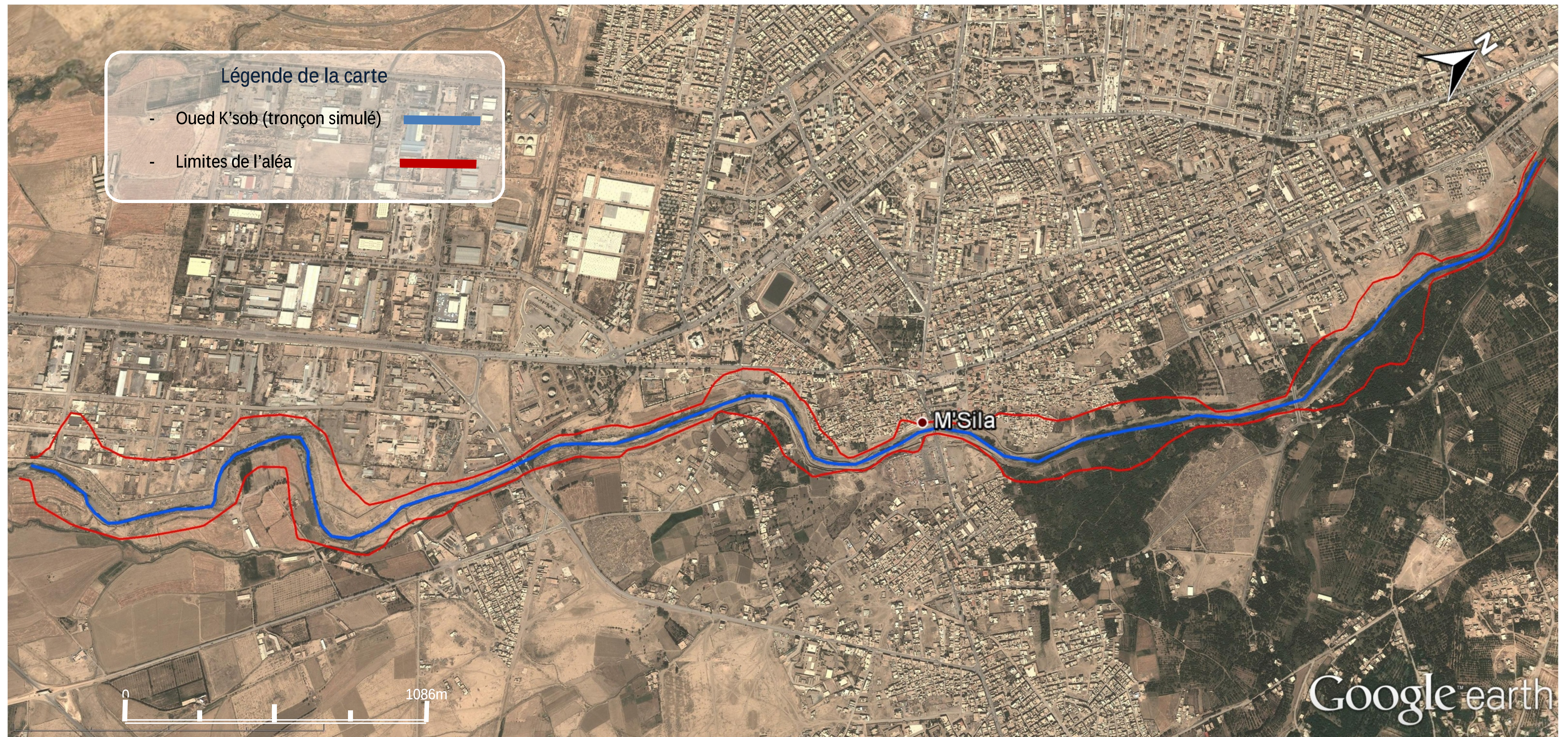


Figure III.16 : Limites de l'aléa (à l'aide de Google Earth Pro)

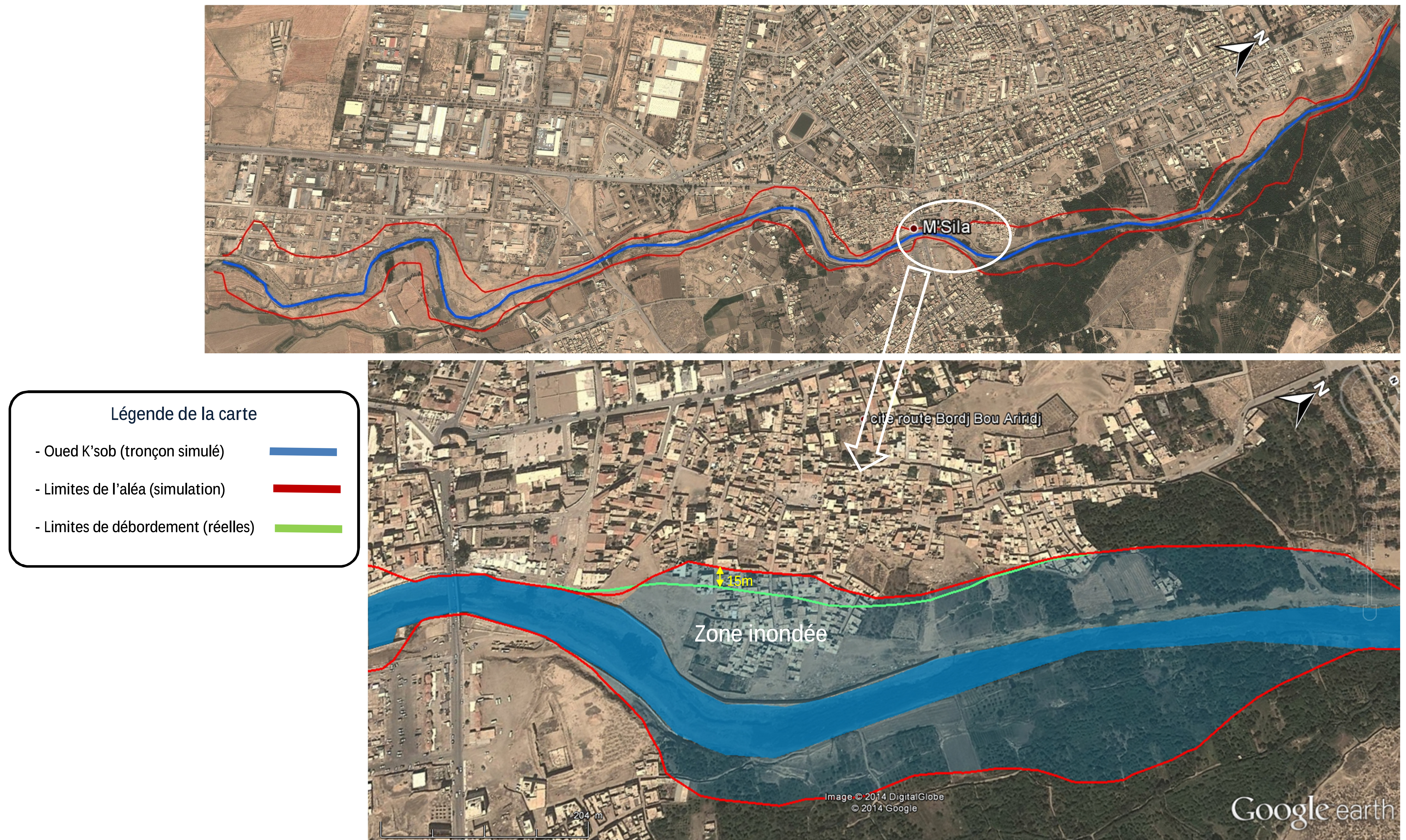


Figure III.17 : Comparaison entre les limites réelles et les limites de la simulation

III.5 Conclusion :

Les codes de calcul unidimensionnels (1D) sont largement utilisés dans le cas des écoulements dans les cours d'eau filaire (pas trop large, ou les écoulements secondaires sont négligeable) et dans les simulations de très grand temps de calcul et des longs tronçons, notamment dans les domaines de l'ingénierie et de l'évaluation du risque d'inondation.

Dans ce chapitre, on a montré l'efficacité d'un modèle hydraulique 1D (RubarBE), de simuler les crues rapides dans les oueds. A travers la simulation de la crue de 1994 de l'oued Ksob, nous avons pu délimiter les zones inondables. A travers une enquête sur le terrain dans la cité du Couche, nous concluons que les résultats obtenus par RubarBE sont très bons en comparant les limites de débordement simulées et observées



Chapitre IV

Contribution à l’étude de l’effet des pertes de charge dans la modélisation hydraulique

Chapitre IV: Contribution à l'étude de l'effet des pertes de charge dans la modélisation hydraulique

IV.1 Introduction :

Tout écoulement d'eau subit une perte de son énergie totale en frottement entre les couches du fluide d'une part, et le fluide et la paroi d'autre part. L'évaluation de la résistance à l'écoulement est importante dans l'estimation et le contrôle des crues et des inondations, les travaux de conception et d'ingénierie fluviale, ainsi que d'autres domaines pratiques.

Dans ce chapitre, nous étudions l'effet des lois de la perte de charge sur les résultats des modèles numériques 1D. Ces formules sont développées dans des considérations d'un écoulement uniforme, et sont validées à partir d'expériences en laboratoire et de mesures du terrain.

Pour cela, on va lancer 6 simulations (une simulation pour chaque formule) en gardant les mêmes conditions de la simulation précédente (la crue de 1994), mais on change à chaque fois la formule de la perte de charge.

IV.2 Les formules des pertes de charge

Les formules évaluant la dissipation d'énergie dans les cours d'eau sont multiples. La littérature compte un nombre dénombrable de formules. Hasbaia [16] a résumé les formules de dissipation d'énergie appliquées dans les cours d'eau naturels avec ou sans formes des lits. Parmi plusieurs formules, on a retenu les formules de Karim [24] ,Yu et Lim [25], Griffiths [26], Recking et al [27], et la formule de Strickler. Ces dernières sont :

1- Les formules faciles à implémenter dans les programmes informatiques ;
2- Elles sont calibrées et validées sur des larges gammes de données (surtout de terrain) ;
3- Elles sont les plus citées dans la littérature à la fois ancienne et récente;
4- Elles sont utilisables dans des champs de validité variables et différents, pour couvrir l'ensemble des cas pratiques possibles ;

IV.2.1 Formule de Strickler

Strickler en 1923 a cherché d'évaluer le coefficient de Manning en fonction des dimensions du matériau constitutif du lit du cours d'eau. En fait, la contribution de Strickler a été prouvée expérimentalement quelques années plus tard.

Strickler relie le coefficient *n* de Manning au diamètre des particules constituants le fond par l'expression suivante :

$$k_r = \frac{21.1}{d_{50}^{1/6}} \quad \text{(IV-1)}$$

D'autres auteurs proposent l'utilisation de d_{84} ou d_{90}. Meyer Peter et Müller [28] propose

$$k_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad \text{(IV-2)}$$

Parker [32] propose

$$k_r = \frac{23}{d_{84}^{1/6}} \quad \text{(IV-3)}$$

K_r est le coefficient de Strickler

IV.2.2 Formule de G.A.Griffithis (1981) :

Dans le but de formuler la perte de charge sous les conditions d'un écoulement turbulent, Griffiths [26] a étudié un ensemble de 136 échantillons de 72 tronçons de 46 rivières en gravier dans la Nouvelle-Zélande. Sur la base de considérations théoriques, et en utilisant l'analyse dimensionnelle, il a défini des relations calibrées par régressions linéaires et multiples sur ces données réelles. A la fin de cette étude Griffithis arrive aux conclusions suivantes :

a- Sur un lit rigide, la résistance d'un écoulement pleinement rugueux dépend largement de la rugosité relative. Par analyse statistique des données, Griffiths [26] observe que dans ce type d'écoulement la rugosité relative (R_h/d_{50}) explique 59% du coefficient de frottement, alors que le nombre de Froude et le paramètre de forme n'expliquent que 9%, 3% respectivement. Sans faire la distinction entre la rugosité du lit et celle des berges, et considérant le matériau du fond représenté par d_{50} un modèle statistique est donné sous la forme :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.33\left(\frac{R_h}{d_{50}}\right)^{0.287} \quad \text{(IV-4)}$$

Tel que, f est le coefficient de frottement de Darcy-Weisbach , et R_h est le rayon hydraulique ;

Cette expression (IV-4) explique 60% des valeurs mesurées du coefficient de frottement sur l'ensemble des données des rivières de la Nouvelle-Zélande.

Grriffiths propose et recommande une autre relation pour les fonds rigides en gravier. Cette dernière est à base théorique et calibrée sur un échantillon de 186 données de terrain (y compris les données de base de Griffiths), elle s'écrit comme suit

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 0.760 + 1.98\log\left(\frac{R_h}{d_{50}}\right) \tag{IV-5}$$

b- Pour les rivières à fonds mobiles en présence de formes et avec du charriage, Griffiths [26] a observé que la résistance à l'écoulement est fortement liée au paramètre de mobilité $\left(U/\sqrt{gd_{50}}\right)$. Par conséquent, il propose un modèle statistique donné sous la forme

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.21\left(\frac{U}{\sqrt{gd_{50}}}\right)^{0.340} \tag{IV-6}$$

La pente de la ligne d'énergie J est évaluée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$J = \frac{fU^2}{8gR_h} \tag{IV-7}$$

Les relations de Griffiths [26], sont développées et testées pour des écoulements fluviaux ($Fr<1$), et sur des données dont d_{50} est compris entre 12 et 301 mm, avec un débit $0.054 < Q < 1450$ m3/s, et un rayon hydraulique $0.12 < R_h < 6.42$ m

IV.2.3 Formule de Karim (1995):

Il propose une expression qui donne le coefficient de Manning en tenant compte des formes du lit, cette dernière s'écrit

$$n = 0.037 d_{50}^{0.126}\left(\frac{f}{f_0}\right)^{0.465} \tag{IV.8}$$

Le rapport f/f_0 est lié à la taille des formes par la relation proposée par Karim et Kennedy [33]

$$\left(\frac{f}{f_0}\right) = 1.20 + 8.92\left(\frac{\Delta}{h}\right) \tag{IV.9.a}$$

Tel que

$$\left(\frac{\Delta}{h}\right) = -0.04 + 0.294\left(\frac{U_*}{V_c}\right) + 0.00316\left(\frac{U_*}{V_c}\right)^2 - 0.0319\left(\frac{U_*}{V_c}\right)^3 + 0.00272\left(\frac{U_*}{V_c}\right)^4 \quad pour\ 0.15 < \frac{U_*}{V_c} < 3.64 \qquad \text{(IV.10.a)}$$

$$et \quad \frac{\Delta}{h} = 0 \quad pour \quad \frac{U_*}{V_c} < 0.15 \qquad \frac{U_*}{V_c} > 3.64 \qquad \text{(IV.10.b)}$$

Tel que, Δ est la hauteur des formes du lit, h est la profondeur d'eau, U* est la vitesse de frottement, et V_c la vitesse de chute d'un sédiment de diamètre d_{50} .

La combinaison de deux équations (IV.9) et (IV.10) donne

$$\left(\frac{f}{f_0}\right) = 1.20 + 8.92\left[-0.04 + 0.0294\left(\frac{U_*}{V_c}\right) + 0.00316\left(\frac{U_*}{V_c}\right)^2 - 0.0319\left(\frac{U_*}{V_c}\right)^3 + 0.00272\left(\frac{U_*}{V_c}\right)^4\right] \qquad \text{(IV.11.a)}$$

$$pour \qquad 0.15 < \frac{U_*}{V_c} < 3.64$$

$$\frac{f}{f_0} = 1.20 \qquad pour \qquad \frac{U_*}{V_c} < 0.15 \qquad ou \qquad \frac{U_*}{V_c} > 3.64 \qquad \text{(IV.11.b)}$$

Pour un d50 donné, le coefficient de Manning adapté pour tenir compte de la configuration du fond -avec une valeur maximale de f/f0 de 4.5 pour le régime faible« lower régime» et une valeur minimale de 1.2 pour des fonds plats en régime rapide « upper regime»- peut se calculer par cette approche. Karim [24] définit les limites des régimes en fonction du nombre de Froude (Fr) comme suit :

Régime lent caractérisé par les rides et les dunes $F_r < F_1$

Régime rapide caractérisé par des antidunes ou lit plat $F_r > F_2$

Régime transitoire entre les deux F1 < Fr < F2,

$$F_1 = 2.716\left(\frac{h}{d_{50}}\right)^{-0.25} \qquad \text{(IV.12.a)}$$

$$F_2 = 4.785\left(\frac{h}{d_{50}}\right)^{-0.27} \qquad \text{(IV.12.b)}$$

Dans la zone de transition entre ces deux régimes la formule (IV-12) n'est pas vérifiée parce que la configuration du lit est très variable et les mesures des tailles des formes sont difficiles et indisponibles. Dans cette zone, Karim [24] suppose que les dunes atteignent une taille maximale (Δ/h =0.2) à Fr =F1 et se décroissent linéairement à une valeur nulle à Fr = F2. La taille des formes dans cette transition peut se déterminer par la relation linéaire suivante :

$$\frac{\Delta}{h} = 0.2\left(\frac{F_1 - Fr}{F_2 - F_1}\right) \qquad \text{(IV.11.c)}$$

La substitution de cette expression dans l'équation (IV-9-a) donne la relation suivante

$$\left(\frac{f}{f_0}\right) = 1.20 + 8.92\left(0.2\left(\frac{F_1 - Fr}{F_2 - F_1}\right)\right) \qquad \text{(IV.9.b)}$$

La formule de Karim [24] permet donc, de remplacer le coefficient constant de Manning par une expression qui tient compte des formes du lit. Elle a été testée sur un ensemble de 363 mesures en rivière (dont 7 en période de crue) et 606 données expérimentales. Ces données couvrent une plage de données dont le diamètre médian d50 est compris entre 0.08 et 26.8 mm, une profondeur d'eau entre 0.03 et 16.7 m, des vitesses moyennes de 0.32 à 3.41 m/s et une pente énergétique de 0.0000183 à 0.0243. Sur ces 969 écoulements, une erreur moyenne de 10% a été enregistrée sur l'ensemble des cas étudiés jugée acceptable. En analysant les résultats, Karim juge la bonne qualité des résultats dans les deux régimes (lower, upperregime), par contre des erreurs sont remarquées dans la transition entre ces deux régimes qui sont expliquées par la difficulté d'acquisition des informations sur les configurations des lits dans cette zone à variation très rapide.

NB : Cette méthode a été ajoutée au code **IALLUVIAL**

IV.2.4 Formule de Yu et Lim, 2003:

L'objectif de cette étude était de réécrire la formule de Manning pour corriger la vitesse de l'écoulement sur des fonds en présence des formes. D'après Smart [29], pour des fonds plats et rigides, le coefficient de Manning peut se calculer par la formule de Strickler (IV-1), écrite sous la forme suivante :

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{6.7\sqrt{g}}, \text{ soit } U_r = 6.7\sqrt{gd_{50}}\left(\frac{R_b}{d_{50}}\right)^{2/3} J^{1/2} \qquad \text{(IV-13)}$$

Tel que, U_r est la vitesse moyenne d'écoulement sur un fond rigide et plat, J : la pente de ligne d'énergie (prise identique à la pente géométrique du canal dans cette étude), R_b est le rayon hydraulique, pour des cours d'eau suffisamment larges R_b est pris égale à la profondeur d'eau. Pour des canaux étroits ($B/h < 10$), une correction est toutefois nécessaire pour prendre en considération l'effet des parois. Dans ce cas, Yu et Lim [25] utilisent la formule de Williams (1970) suivante

$$R_b = \frac{QB^2}{UB^3 + 0.055Q} \qquad \text{(IV-14)}$$

Partant d'un raisonnement physique et avec l'analyse dimensionnelle, Yu et Lim [25] ont remarqué à travers la régression multiple sur 629 données expérimentales, que le rapport de cette vitesse U en présence des formes par rapport à celle dans un fond Rigide plat (Ur) est principalement corrélé aux rapports (R_b/d_{50}), et q/q_c. Par conséquent ils proposent une expression de la forme suivante :

$$\frac{U}{U_r} = x\, l \qquad \text{(IV-15)}$$

ξ est une fonction de $c = \ln(q/q_c)$ et R_b/d_{50}, et l dépend également de c. Avec q est le paramètre de Shields ($q = t_0 / [(r_s - r) g d_{50}]$), et q_c est le paramètre critique de Shields pour le début de mouvement. Pour le calcul de ce dernier, Yu et Lim [25], ont réécrit les cinq relations de van Rijn (1984c), dans une seule formule (II-39) avec une plage d'erreur ±2%,

$$q_c = 0.056 - 0.033e^{-0.0115 D_*} + 0.1e^{-0.25 D_*} + e^{-2D_*} \qquad \text{(IV-16)}$$

L'analyse des résultats montre que la résistance à l'écoulement est petite pour des faibles valeurs de R_b/d_{50} comparée à celle des grandes valeurs de R_b/d_{50}. Cet effet est exprimé par la formulation de ξ comme suit :

$$x = \begin{cases} 1 & R_b/d_{50} > 300c \\ \left(\dfrac{300c}{R_b/d_{50}}\right)^{0.1} & R_b/d_{50} \le 300c \end{cases} \qquad \text{(IV-17)}$$

Pour différencier les types des configurations du fond, deux régimes d'écoulement sont identifiés. Un régime inférieur ou en transition (*lower and transisionalregime*) caractérisé par des séquences d'un fond plat, avec rides, avec dunes, puis une transition vers le deuxième régime dit supérieur (*upperregime*) sur un fond plat ou avec antidunes. La représentation des données dans plan $(1000I)q_*^{0.2} s_g^{0.2} = f(D_*)$, montre bien que les deux régimes peuvent être distingués par une courbe dont l'équation est la suivante :

$$(1000I)q_*^{0.2} s_g^{0.2} = \begin{cases} 0.2413D_*^2 - 2.385D_* + 17.52 & D_* < 14 \\ 3.805(D_* - 14)^{0.2} + 30.44 & D_* \ge 14 \end{cases} \qquad \text{(IV-18)}$$

Tel que, le débit unitaire est donné comme $q_* = Q / \left(B\sqrt{(g_s / g - 1) g d_{50}^3} \right)$, et le diamètre adimensionnel des grains est donné comme $D_* = d_{50} \left[(g_s - g) g / g u^2 \right]^{1/3}$. Les points au dessus de cette courbe dans le plan $1000 I q_*^{0.2} s^{0.2} = f(D_*)$ sont en *upper regime*, et ceux en dessous sont en soit en transition, soit en *lowerregime*.

Le paramètre λ est exprimé en fonction de $c = \ln(q / q_c)$ pour chaque régime comme suit :

Lower and transional regime

$$l = -0.0044 c^3 + 0.0661 c^2 - 0.352 c + 1 \qquad 1 < q / q_c < 250 \qquad \text{(IV-19)}$$

Upper regime

$$l = 0.0337 c^3 - 0.4687 c^2 + 0.916 c - 1.644 \qquad 7.5 < q / q_c < 250 \qquad \text{(IV-20)}$$

A la fin, la vitesse moyenne d'écoulement calculée par une reformulation de la formule de Manning avec la prise en compte des différentes configurations du fond est proposée par Yu et Lim [25] comme suit :

$$U = 6.7 x\, l \sqrt{g d_{50}} \left(\frac{R_b}{d_{50}} \right)^{2/3} I^{1/2} \qquad \text{(IV-21)}$$

IV.2.5 Formule de (Recking et al. 2008) :

Recking et al [27] ont étudié la relation entre le charriage et la résistance à l'écoulement à travers 152 expériences sur un canal au laboratoire pour une plage de pente de 1 à 9%, avec une profondeur d'eau de 8 à 83 mm, un débit de 0.3 à 20 l/s, un nombre de Froude de 0.5 à 1.82, et un diamètre uniforme des sédiments entre 2.3 à 12.5 mm. L'étude a été étendu à 1449 données tirées de la bibliographie dont le diamètre médian d_{50} est compris entre 0.23 et 44.3 mm, une pente entre 0.1 et 30%, une profondeur d'eau entre 0.0084 et 1.092 m, un débit entre 0.0002 et 4.59993 m3/s, et un nombre de Froude entre 0.42 et 5.19.

A travers ces expériences, trois régimes d'écoulement ont été identifiés

Régime 1(sans charriage $q<q_c$) :

Le coefficient de frottement diminue lorsque la profondeur relative (R_h/D) augmente, pour des faibles rugosités ($R_h/D > 9$), la rugosité du fond vaut approximativement le diamètre des grains (k_s = D), et la loi de Keulegane est valable.

Régime 2 (charriage faible $q_c<q< 2.5\ q_c$)

Le coefficient de frottement f est constant lorsque la profondeur relative (R_h/D) et le charriage augmentent, pour une pente donnée. L'augmentation de f est expliquée par une augmentation de la rugosité qui passe de $k_s = D$ à $k_s = 2.6\ D$ dans la représentation de Nikuradse-Keulegane

Régime 3 (charriage important $q> 2.5\ q_c$)

Le coefficient de frottement f diminue quand R_h/D augmente. La rugosité équivalente se stabilise à $k_s = 2.6\ D$ quelle que soit la pente.

q est le paramètre de Shields $q = t_0 / [(r_s - r)gD]$, et $q_c$est le paramètre critique de Shields pour le début de mouvement. Dans ce travail, la valeur critique de Shields($q_c = 0.047$) est remplacée par une expression en fonction de la pente. Après l'ajustement de cette dernière aux données, Recking, et al [27] proposent la formule suivante

$$q_c = 0.15 I^{0.275} \qquad \text{(IV-22)}$$

Les précédentes lois peuvent être tirées de la loi de Keulegane en modifiant la rugosité k_s :

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 6.25 + 7.75 \log(\frac{R_h}{a_{LR} a_{BR} D}) \qquad \text{(IV-23)}$$

Dans ce cas, k_s est pondérée par deux coefficients : a_{RL} qui tient compte de l'effet de la rugosité sur la couche turbulente, plus la profondeur relative (R_h/D) est faible, plus la couche turbulente est affectée par la zone de sillage, par conséquent k_s est fonction de (R_h/D). Pour tenir compte de cet effet, Recking et al [27] formulent $\alpha_{RL} = f(R_h/D)$ par la relation (IV-24). a_{BL} est un coefficient qui tient compte de l'effet du charriage sur ks, par conséquent sur la résistance à l'écoulement. Dans le domaine sans charriage a_{BR} est égal à 1, pour le domaine 3 dont le charriage est intensif, Recking et al [27] remarquent que le frottement est bien représenté par un coefficient $a_{BR} = 2.6$. Entre ces deux régimes (domaine 2, avec charriage faible), a_{BR} est fonction

de la pente et de la profondeur relative (R_h/D), pour son évaluation Recking et al [27] proposent l'équation (IV-25)

Avec,

$$a_{LR} = 4\left(\frac{R_h}{D}\right)^{-0.43} \quad \text{Pour } 1 \leq a_{LR} \leq 4 \qquad \text{(IV-24)}$$

$$a_{BR} = 7I^{0.85}\frac{R_h}{D} \quad \text{Pour } 1 \leq a_{BR} \leq 2.6 \qquad \text{(IV-25)}$$

Pour les rivières à gravier Recking et al [27], tout comme d'autres auteurs, proposent d_{84} comme diamètre représentatif du fond, parce que dans ce type de rivières, ce sont les sédiments de plus grande taille qui jouent le rôle le plus important dans la résistance à l'écoulement.

La validation de cette nouvelle loi de perte de charge (IV-23) est discutée par Recking et al en utilisant 514 données de terrain tirées de la littérature. Les résultats sont jugés globalement bons.

IV.3 Déroulement des simulations :

Nous suivions les mêmes étapes d'introduction des données expliquées dans le chapitre précédent, sauf les frottements qui doivent être changés dans chaque simulation selon les lois de la perte de charge sélectionnées (§IV.2)

Pour changer la formule de perte de charge dans chaque simulation, on ouvre le fichier text donnee.etude (dans notre cas donnee.ksob1), ce fichier se trouve dans le dossier de la simulation

les 4 dernières lignes dans le fichier texte doivent contenir respectivement, le numéro de la formule utilisée, la masse volumique des sédiments (kg/m^3), le diamètre médian des sédiments (m) et l'étendue granulométrique. Voir la Figure IV.1

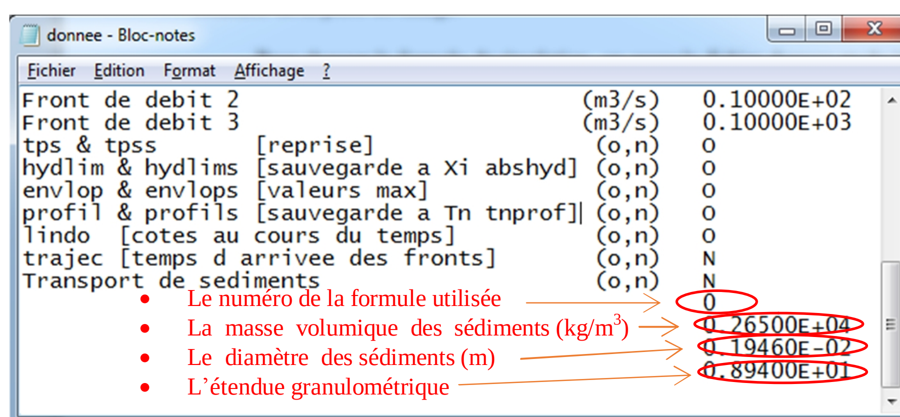


Figure IV.1 : le fichier donnee.ksob1 qui contient tous les paramètres de la simulation

Dans notre cas, La masse volumique des sédiments est prise égale à 2650 kg/m^3, le diamètre moyen des sédiments est déterminé à partir des sondages effectués sur le tronçon étudié (DRE de M'sila), il est estimé à 1,95×10^{-3} m ; de même pour l'étendue granulométrique elle est égale à 8,94

Les formules sont numérotées selon le codage de RubarBE suivant :

0 : Formule de Strickler

2: Formule de (Griffith, 1981) pour un fond mobile

3 : Formule de (Karim, 1995)

5 : Formule de (Yu et Lim, 2003)

6 : Formule de (Recking et al, 2008)

7 : Formule de (Garde et Raju, 1966)

Après la modification des paramètres précédents, on lance la simulation.

les résultats obtenus sur tout le tronçon simulé, sont les débits, les vitesses et la ligne d'eau dans chaque pas de temps préalablement choisi et durant toute la période de la crue .

IV.4 Résultat et discussion :

Comme dans le chapitre précédent nous utilisons la hauteur de débordement maximale et la durée de débordement (défini au paragraphe § **III.4.7** du chapitre précèdent**)** comme des paramètres de comparaison.

Nous récapitulons les débordements calculés par les différentes formules de perte de charge et pendant toute la période de la crue dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 : Débordement de oued K'sob 1994 (Formule de Strickler)

Formule de perte de charge	Section / Tronçon	durée (h)	Hauteur de débordement max(m)
Formule de Strickler	-6429	8	3,312
	-6319	4,5	1,909
	-6119	0,67	0,879
	-6019	7,83	4,691
	-5919	20,5	6,139
	-5819	8	3,548
	-5718	8	2,822
	-5626	13	4,176
	-5523	13	3,518
	-5423	0,67	0,588
	-5015	0,67	0,635
	-4915	7,33	1,718
	-4814	8	3,489
	-4714	8	3,831

	-4614	8	2,929
	-4514	0,17	0,618
	-4415	8	3,124
	-4215	1	2,132
	-4209	0,67	1,24
	-3907	8	2,833
	-3561	7,5	2,712
	-3470	7,5	1,951
	-3370	7,5	2,349
	-3269	0,33	0,499
	-3167	7,5	1,951
	-3067	4,83	1,329
	-2670	30,5	4,662
	-2547	7,83	2,684
	-1950	1	0,868
	-1738	0,5	0,809
	-1638	7,5	2,144
	-1500	7,5	2,25
	-1401	7	1,851
	-1301	7,83	3,537
	-1201	7	1,909
	-1101	7,83	2,167
	-1001	7,83	2,765
	-901	7,83	3,476
	-801	7,83	3,004
	-701	7,83	1,996
	-601	7,83	1,751
	-506	7,83	1,828
	-401	7,83	2,073
	-301	7,83	1,506
	-200	7,83	2,055
	-100	0,33	0,553
	0	0,16	5,764

a- **Formule de Strickler**

La formule de Strickler a donné plusieurs points inondés comme indiqué sur le tableau IV.1. Les sections Pk=-2650, Pk= -5919 sont débordées respectivement pendant 30,5 h et 20,5 h . Les sections (-6429,- 5819,-5718,-4814,-4714,-4614,-4415,-3907) sont débordées pendant 8 heures. Les section (-1401-1201-4915-3561-3470-3370-3167-1638-1500-6019,-2547,-1301, -1101,-1001,-901,-801,-701,-601,-506,-401,-301,-200,) sont débordées pendant une période de (7 à 7,83h)

Les sections (-4215,-1950,-6319,-3067,) sont débordées pendant une période de (1 à 4,83h)

Les autres sections sont débordées pendant une période de moins d'une heure.

Tableau IV.2 : Débordement de oued K'sob 1994 (Formule de Griffith, 1981)

Formule de perte de charge	Section / Tronçon	durée (h)	Hauteur de débordement max (m)
Formule de Griffith, 1981	-6800	0,16	0,021
	-6429	1,33	2,68
	-6019	0,17	2,951
	-5919	7,83	4,906
	-5819	7,83	2,184
	-5718	7,83	1,406
	-5626	8,00	2,662
	-5523	8,00	3,02
	-4814	7,00	2,514
	-4714	7,00	3,353
	-4614	6,83	1,807
	-4415	1,00	1,755
	-3907	7,83	1,939
	-3561	7,33	1,541
	-3470	1,00	1,445
	-3370	1,00	0,619
	-3167	7,50	1,052
	-2670	30,50	4,149
	-2547	8,00	2,452
	-1950	0,16	0,26
	-1638	0,83	1,092
	-1500	7,00	1,939
	-1401	1,00	1,512
	-1301	7,50	2,906
	-1201	0,83	1,213
	-1101	1,00	0,885
	-1001	7,50	1,889
	-901	7,50	3,021
	-801	7,50	1,98
	-701	1,33	0,618
	-601	1,00	0,731
	-401	0,33	0,662
	-301	0,33	0,737
	-200	4,67	1,538
	-100	0,17	0,458

b- **Formule de Griffith, 1981**

La formule de a donné plusieurs points inondés comme indiqué sur le tableau IV.2. La section Pk=-2650 a débordées pendant 30,5h. Les sections(-4814,-4714,-1500,-3561,-3167,-1301, -1001,-901,-801,-5919,-5819,-5718,-3907,-5626,-5523,-2547) sont débordées pendant une période de (7 à 8 heures). Les sections (-200,-4614) sont débordées pendant une période de (4,66 à 6,83h). Les sections (-6429,-701) sont débordées pendant une période de 1h30

Les sections (-3370,-1101,-601,-4415,-3470,-1401) sont débordées pendant une période d’une heure. Les autres sections sont débordées pendant une période de moins d’une heure.

Tableau IV.3 : Débordement de oued K’sob 1994 (Formule de Karim, 1995)

Formule de perte de charge	Section / Tronçon	durée (h)	Hauteur de débordement max (m)
Formule de Karim, 1995	-6429	4,17	0,703
	-6019	7,83	4,106
	-5919	8,00	5,743
	-5819	7,83	4,243
	-5718	8,00	2,242
	-5626	8,00	3,656
	-5523	8,00	3,888
	-5423	0,16	0,16
	-4915	0,16	0,289
	-4814	8,00	3,282
	-4714	8,00	3,764
	-4614	7,83	2,659
	-4415	4,67	1,925
	-4215	0,17	1,363
	-4209	0,17	0,818
	-3907	8,00	1,741
	-3561	7,50	2,12
	-3470	0,83	0,59
	-3370	7,00	0,262
	-3167	7,50	1,043
	-2670	30,50	4,098
	-2547	8,00	2,319
	-1950	0,17	0,106
	-1638	1,00	1,188
	-1500	7,50	1,844
	-1401	1,17	1,38
	-1301	7,50	2,882
	-1201	0,33	1,178
	-1101	1,00	1,019
	-1001	7,50	2,006
	-901	7,83	3,033

	-801	7,50	2,02
	-701	4,67	0,689
	-601	1,00	0,726
	-506	0,17	0,115
	-401	1,00	0,76
	-301	0,33	0,639
	-200	4,67	1,575
	-100	0,16	0,362
	0	0,16	2,308

c- **Formule de Karim, 1995 :**

La formule de a donné plusieurs points inondés comme indiqué sur le tableau IV.3. La section Pk=-2650 a débordées pendant 30,5h. Les sections (-3370,-3561,-3167,-1500,-1301,-1001,-801, -6019,-5819,-4614,-901,-5919,-5718,-5626,-5523,-4814,-4714,-3907,-2547) sont débordées pendant une période de (7 à 8 heures). Les sections (-6429,-4415,-701,-200) sont débordées pendant une période de (4,16 à 4,66h). Les sections (-1638,-1101,-601,-401,-1401) sont débordées pendant une période d'une heure. Les autres sections sont débordées pendant une période de moins d'une heure

Tableau IV.4 : Débordement de oued K'sob 1994 (Formule de Yu et Lim, 2003)

Formule de perte de charge	Section / Tronçon	durée (h)	Hauteur de débordement max (m)
Formule de Yu et Lim, 2003	-6429	8,00	5,26
	-6319	7,33	2,594
	-6119	0,83	1,215
	-6019	8,00	4,835
	-5919	20,50	6,345
	-5819	8,00	4,645
	-5718	13,00	4,77
	-5626	20,50	5,206
	-5523	13,00	5,082
	-5423	0,83	1,409
	-5015	0,67	0,828
	-4915	7,33	2,007
	-4814	8,00	3,751
	-4714	8,00	4,186
	-4614	8,00	3,502
	-4514	0,83	1,605
	-4415	8,00	4,199
	-4215	1,83	2,892
	-4209	0,83	2,062

	-4116	0,17	0,361
	-3907	8,33	4,089
	-3561	7,50	2,913
	-3470	7,50	2,301
	-3370	7,50	2,902
	-3269	0,33	0,826
	-3167	7,50	2,466
	-3067	7,00	1,649
	-2670	30,50	4,811
	-2547	8,00	2,812
	-2150	0,33	0,203
	-2038	0,16	0,018
	-1950	1,00	0,943
	-1738	0,50	1,45
	-1638	7,83	2,65
	-1500	7,83	2,598
	-1401	7,00	2,245
	-1301	7,83	3,968
	-1201	7,83	2,337
	-1101	7,83	2,341
	-1001	7,83	2,754
	-901	7,83	3,309
	-801	7,83	2,751
	-701	7,33	1,8
	-601	7,33	1,607
	-506	7,33	1,666
	-401	7,33	2,104
	-301	7,33	1,665
	-200	7,33	2,442
	-100	7,33	1,678

d- **Formule Yu et Lim, 2003 :**

La formule de a donné plusieurs points inondés comme indiqué sur le tableau IV.4. La section Pk=-2650 a débordées pendant 30,5h. Les sections (-5919,-5626) sont débordées pendant une période de 20,5h .Les sections (-5718,-5523) sont débordées pendant une période de 13h.

Les sections (-3067,-1401,-6319,-4915,-701,-601,-506,-401,-301,-200,-100,-3561,-3470, -3370,-3167,-1638,-1500,-1301,-1201,-1101,-1001,-901,-801,-6429,-6019,-5819,-4814,-4714, -4614,-4415,-2547,-3907) sont débordées pendant une période de (7 à 8,33h). Les sections (-1950,-4215) sont débordées pendant une période de (1 à 1,83h). Les autres sections sont débordées pendant une période de moins d'une heure.

Tableau IV.5 : Débordement de oued K'sob 1994 (Recking et al., 2008)

Formule de perte de charge	Section / Tronçon	durée (h)	Hauteur de débordement max (m)
Recking et al., 2008	-6429	7,83	2,074
	-6319	0,33	0,715
	-6119	0,50	0,44
	-6019	7,83	4,375
	-5919	8,00	5,942
	-5819	7,83	2,981
	-5718	8,00	1,966
	-5626	13,00	3,208
	-5523	8,50	2,775
	-4915	0,83	0,81
	-4814	8,00	2,821
	-4714	8,00	3,334
	-4614	8,00	2,156
	-4415	7,33	2,802
	-4215	0,83	1,799
	-4209	0,17	0,898
	-3907	8,00	1,984
	-3561	7,50	2,16
	-3470	1,00	0,629
	-3370	7,50	0,752
	-3167	7,50	1,192
	-3067	0,83	0,536
	-2670	30,50	4,535
	-2547	8,33	2,615
	-1950	0,33	0,426
	-1738	0,17	0,175
	-1638	1,17	1,636
	-1500	7,50	2,045
	8	4,50	1,642
	-1301	7,50	3,171
	-1201	1,00	1,571
	-1101	7,50	1,373
	-1001	7,50	2,099
	-901	7,83	3,035
	-801	7,83	2,039
	-701	1,67	0,688
	-601	1,00	0,597
	-506	0,50	0,441
	-401	7,00	1,124
	-301	1,00	0,854
	-200	7,00	1,367

e- **Formule de Recking et al., 2008 :**

La formule de a donné plusieurs points inondés comme indiqué sur le tableau IV.5. La section Pk=-2650 a débordées pendant 30,5h. La section Pk=-5626 a débordées pendant 13h.

Les sections (-401,-200,-4415,-3561,-3370,-3167,-1500,-1301,-1101,-1001,-6429,-6019,-5819, -901,-801,-5919,-5718,-4814,-4714,-4614,-3907,-2547,-5523) sont débordées pendant une période de (7 à 8,5h). La section Pk=-1401 a débordées pendant 4,5h.

Les sections (-1201,-601,-301,-3470,-1638,-701) sont débordées pendant une période de (1 à 1,66h). Les autres sections sont débordées pendant une période de moins d'une heure

Tableau IV.6 : Débordement de oued K'sob 1994 (Garde et Raju, 1966)

Formule de perte de charge	Section / Tronçon	durée (h)	Hauteur de débordement max (m)
Garde et Raju, 1966	-6429	5,17	1,406
	-6119	0,50	0,478
	-6019	7,83	4,692
	-5919	8,00	6,197
	-5819	7,83	3,925
	-5718	7,83	1,815
	-5626	8,00	3,247
	-5523	8,00	3,017
	-4814	8,00	2,81
	-4714	8,00	3,256
	-4614	7,83	2,26
	-4415	7,33	1,773
	-4215	0,17	1,496
	-4209	0,17	0,542
	-3907	8,00	1,644
	-3561	7,50	1,995
	-3470	0,83	0,511
	-3370	7,33	0,245
	-3167	7,50	1,013
	-2670	30,50	4,112
	-2547	8,00	2,321
	-1950	0,17	0,256
	-1638	1,00	1,143
	-1500	7,50	1,948
	-1401	1,17	1,608
	-1301	7,50	3,066
	-1201	0,33	1,433
	-1101	1,00	1,217
	-1001	7,50	2,004

	-901	7,50	3,108
	-801	7,50	2,023
	-701	1,00	0,618
	-601	1,00	0,725
	-506	0,17	0,123
	-401	1,00	0,819
	-301	0,50	0,686
	-200	4,00	1,545
	-100	0,16	0,208
	0	0,16	0,634

f- **Formule de Garde et Raju, 1966 :**

La formule de a donné plusieurs points inondés comme indiqué sur le tableau IV.6. La section Pk=-2650 a débordées pendant 30,5h. Les sections (-3370,-4415,-3561,-3167,-1500,-1301, -1001,-901,-801,-6019,-5819,-5718,-4614,-5919,-5626,-5523,-4814,-4714,-3907,-2547) sont débordées pendant une période de (7,5 à 8 heures). Les sections (-6429,-200) sont débordées respectivement pendant une période de 4et 5,16h. Les sections (-1638,-1101,-701,-601,-401, -1401) sont débordées pendant une période (de 1 à 1, 16h). Les autres sections sont débordées pendant une période de moins d'une heure

Discussions :

Les différentes formules de la perte de charge ont donné des résultats similaires, la formule de Yu et Lim (2003) a donné des hauteurs de débordement plus élevées dans toutes les sections par rapport aux autres formules, cette différence peut être expliquée par la mauvaise indentification des régimes de cette formule (proposée en écoulement uniforme) en période de crue. Les résultats de la formule de Strickler et de Karim 1995 sont très proches, ce qui explique que dans cette simulation, les formes du fond ne sont pas significatives, la seule dissipation d'énergie prise en compte est celle du lit. Les résultats des autres formules semblent acceptables malgré les surestimations et sous-estimations des débordements enregistrées dans certaines sections, ces erreurs peuvent être expliquées par le non validité du domaine d'application de ces formules proposée principalement pour d'autres situations.

IV.5 Conclusion :

À travers ce chapitre, on peut conclure que le choix de la formule de perte de charge joue un rôle déterminant dans le calcul des écoulements dans les canaux à fond mobile. Le bon choix de la formule de dissipation d'énergie peut améliorer considérablement les résultats des codes hydrauliques. La littérature compte un nombre important de formules de perte de charge dans les cours d'eau relatif aux nombreuses situations et configurations des cours d'eau. Dans une même simulation le code hydraulique doit avoir la capacité de balancer entre plusieurs formules selon la situation qui se développe d'un temps à l'autre

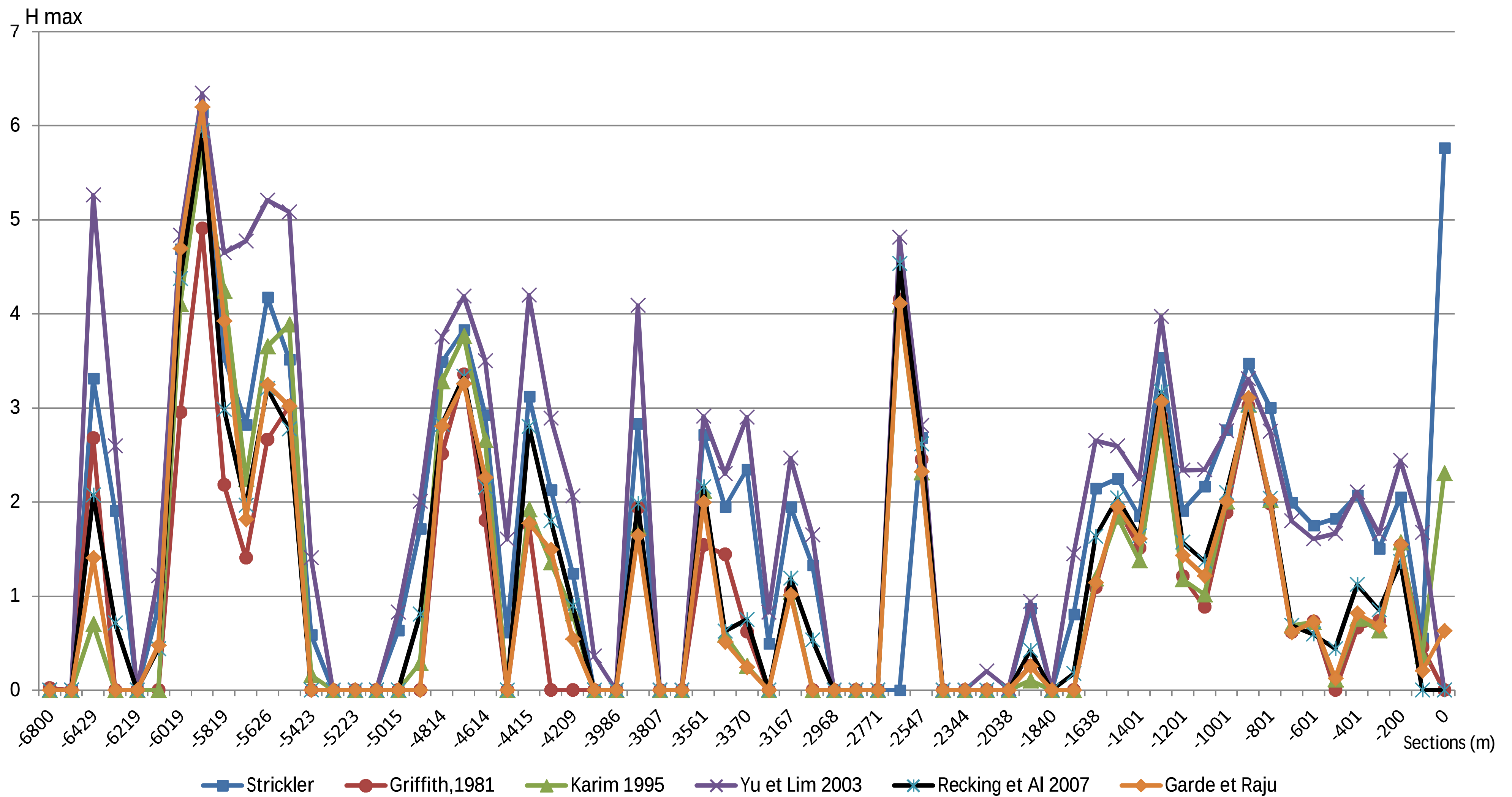


Figure IV.1 : Les hauteurs de débordement pour les différentes formules

Conclusion Générale

La modélisation des rivières est un exercice complexe qui nécessite une bonne connaissance du terrain. L'ingénierie moderne fait généralement appel à des codes de calcul permettant la modélisation des écoulements dans les cours d'eau. Aujourd'hui, Les codes de calcul sont couramment employés pour modéliser le comportement hydraulique d'un cours d'eau en période de crue. L'essor de l'informatique a favorisé le développement d'un nombre important de logiciels de simulation, plus ou moins complexe. Il existe des différents types de logiciels hydrauliques : les logiciels 1D, les logiciels 2D, les logiciels 3D et les logiciels qui couplent les modèles 1D et 2D. Les modèle 1D sont certes très facile et rapides à construire et à simuler, mais leurs résultats présentent des précisions acceptables dans le lit majeur, néanmoins, ils sont très utilisés pour les simulations à long terme très difficile à réaliser par les deux autres types de modèles 1D et 2D.

Dans notre mémoire, nous avons montré l'intérêt d'utiliser les codes hydrauliques 1D dans la simulation des écoulements dans les oueds qui sont souvent en crue. Nous avons donc utilisé le code de calcul 1D (RubarBE) conçu pour cet objectif. Comme cas typique des oueds algériens, nous avons opté pour un tronçon de l'oued K'sob qui traverse la ville de M'sila sur une longueur de 6800 m et la crue violente de de 23-09-1994 qui a causé des dégâts conséquents. La simulation de l'hydrogramme de cette crue par RubarBE nous a permis de reproduire le scénario de l'inondation avec une bonne précision. Les résultats du code Rubarbe ont été utilisés pour délimiter la zone inondée de cette crue sur une carte topographique, ces limites ont été tracées sur Google Earth Pro pour visualiser l'ampleur des dégâts. Les limites tracées ont été comparées avec les limites réelles obtenues lors de l'enquête sur terrain, ce qui permet de juger les résultats de Rubarbe comme satisfaisants.

Pour montrer l'importance et l'influence de la dissipation d'énergie dans les modèles 1D, on a reproduit la même simulation mais avec six formules de perte charge couverant la majorité des cas pratiques possibles. Les simulations sont tournées dans des bonnes conditions numériques et les résultats obtenus nous ont permis d'interpréter la différence entre les lois utilisés. Les résultats ont montré que l'utilisation de la loi de Strickler donne de très bon résultats sur des fonds mobile plat, les formule de Karim 1995 et Yu and Lim 2003 donnent également des bons résultats sur des lits en sable avec ou sans formes. La formule de Griffithis 1981 est plus adaptée pour les lits en gravier. D'une manière générale, on peut conclure que le choix de ces formules dépend des configurations des lits et le bon choix des lois de perte de charge peut considérablement améliorer la qualité des résultats.





Annexe

- **1ère étape :** Saisie des données par « Sairube » :

1) Après le lancement du **Sairube**, on déclare le nom de l'étude (dans notre cas « ksob1 »)

```
F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulati...

**************************************************
         SAISIE DES DONNEES POUR RubarBE
        A.Paquier - modif aout01 P.Balayn
**************************************************

 Nom de l'etude (20 caract?res max.):
ksob1
```

2) Ensuite, nous choisissons 1 : maillage

```
F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulati...
 Nom de l'etude (20 caract?res max.):
ksob1

 --------------------------------------------------
                  ETUDE: ksob1
 --------------------------------------------------
       MENU D'APPEL DES PROGRAMMES DE SAISIE
       Commencer par les deux premiers choix
 --------------------------------------------------
 Choix 1: maillage
 Choix 2: geometrie (topographie et sediments)
 Choix 3: frottements
 Choix 4: conditions initiales
 Choix 5: conditions aux limites
 Choix 6: deversements lateraux
 Choix 7: ouvrages
 Choix 8: parametres de configuration du calcul
 Choix 9: retour au systeme
 --------------------------------------------------

 Votre choix:
```

3) Nous choisissons dans cette étape le maillage de pas constant

```
F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulati...
 Choix 6: deversements lateraux
 Choix 7: ouvrages
 Choix 8: parametres de configuration du calcul
 Choix 9: retour au systeme
 --------------------------------------------------

 Votre choix:
1

 --------------------------------------------------
           MENU DE CREATION DU MAILLAGE
 --------------------------------------------------
 Choix 1: maillage de pas constant
 Choix 2: maillage variable et ecriture de mail0
 Choix 3: maillage variable par lecture de mail0
 Choix 4: extraction du maillage de geomac-i0
 Choix 5: extraction du maillage de geomac-i
 Choix 9: retour au menu principal
 --------------------------------------------------

 Votre choix:
```

4) - On donne le pas de distance entre les sections DX= ? (dans notre cas DX=100) ;
- Le nombre de points de calcul LM est : 65
- Le premier point c'est 0
- Pour enregistrer le travail on tape 1 (oui)

```
F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulati...
 Choix 1: maillage de pas constant
 Choix 2: maillage variable et ecriture de mail0
 Choix 3: maillage variable par lecture de mail0
 Choix 4: extraction du maillage de geomac-i0
 Choix 5: extraction du maillage de geomac-i
 Choix 9: retour au menu principal
 --------------------------------------------------


 Votre choix:
1
 DONNEZ LE PAS D ESPACE DX
 ----> DX = ?
100
 DONNEZ LE NOMBRE DE POINTS DE CALCUL LM
 ( LA DISTANCE TOTALE EST:(LM-2)*DX    )
 ----> LM = ?
65
 DONNEZ L ABSCISSE DU PREMIER POINT
 ----> XZERO = ?
0
 LE DERNIER POINT EST D'ABSCISSE 6300.
 VOULEZ VOUS SAUVEGARDER DANS UN FICHIER mail0.ksob1            ?
  OUI --> 1      NON --> 0
```

5) - Ensuite, on choisit **2 :** « géométrie <topographie et sédiments> » pour saisir la géométrie de l'oued

```
F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulati...
0

 Ecriture du fichier mail.ksob1


 --------------------------------------------------
                  ETUDE: ksob1
 --------------------------------------------------
       MENU D'APPEL DES PROGRAMMES DE SAISIE
       Commencer par les deux premiers choix
 --------------------------------------------------
 Choix 1: maillage
 Choix 2: geometrie (topographie et sediments)
 Choix 3: frottements
 Choix 4: conditions initiales
 Choix 5: conditions aux limites
 Choix 6: deversements lateraux
 Choix 7: ouvrages
 Choix 8: parametres de configuration du calcul
 Choix 9: retour au systeme
 --------------------------------------------------


 Votre choix:
```

6) - On choisit **1 :** « pour les topographies simples.. »

```
F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulati...

 Votre choix:
2


 --------------------------------------------------
           MENU DE SAISIE DE LA GEOMETRIE
 --------------------------------------------------
 Choix 1: pour les topographies simples, saisie de
          la geometrie en abscisse-cote puis
          interpolation lineaire dans geomac-i0
          (le maillage doit pre-exister)
 Choix 2: pour les topographies plus complexes,
          ecriture de geomac-i0 a partir d'un
          fichier topographique au format Mocahy
 Choix 3: saisie des parametres sedimentaires pour
          complement de geomac-i0 en geomac-i
 Choix 4: saisie des largeurs actives par zones
 Choix 9: retour au menu principal
 --------------------------------------------------


 Votre choix:
```

7) - Dans cette dernière étape , on déclare les points (x,y) dans chaque section de l'oued , puis on fait l'enregistrement des données , à la fin **Sairube** va créer un fichier (texte) sous le nom «**geomac-i00.ksob1** »

F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulati...

```
          ecriture de geomac-i0 a partir d'un
          fichier topographique au format Mocahy
 Choix 3: saisie des parametres sedimentaires pour
          complement de geomac-i0 en geomac-i
 Choix 4: saisie des largeurs actives par zones
 Choix 9: retour au menu principal
 --------------------------------------------------


 Votre choix:
1

 SAISIE DE LA TOPOGRAPHIE EN ABSCISSE-COTE

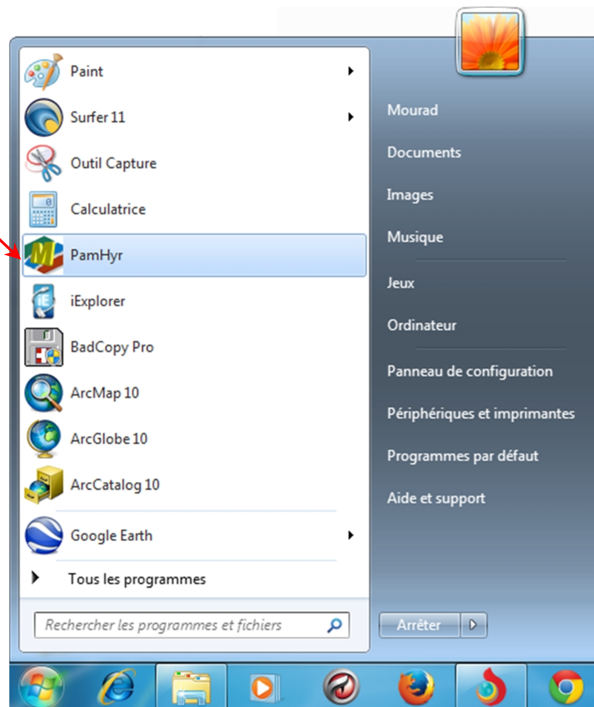
 ATTENTION1: dans l'etape d'interpolation lineaire, les sections seront interpol
ees point a point; il faut donc au moins qu'il y ait le meme nombre de points pa
r section.

 ATTENTION2: les section doivent Ωtre entr0es de l'amont vers l'aval et avec des
 abscisses croissantes (eventuellement negatives).

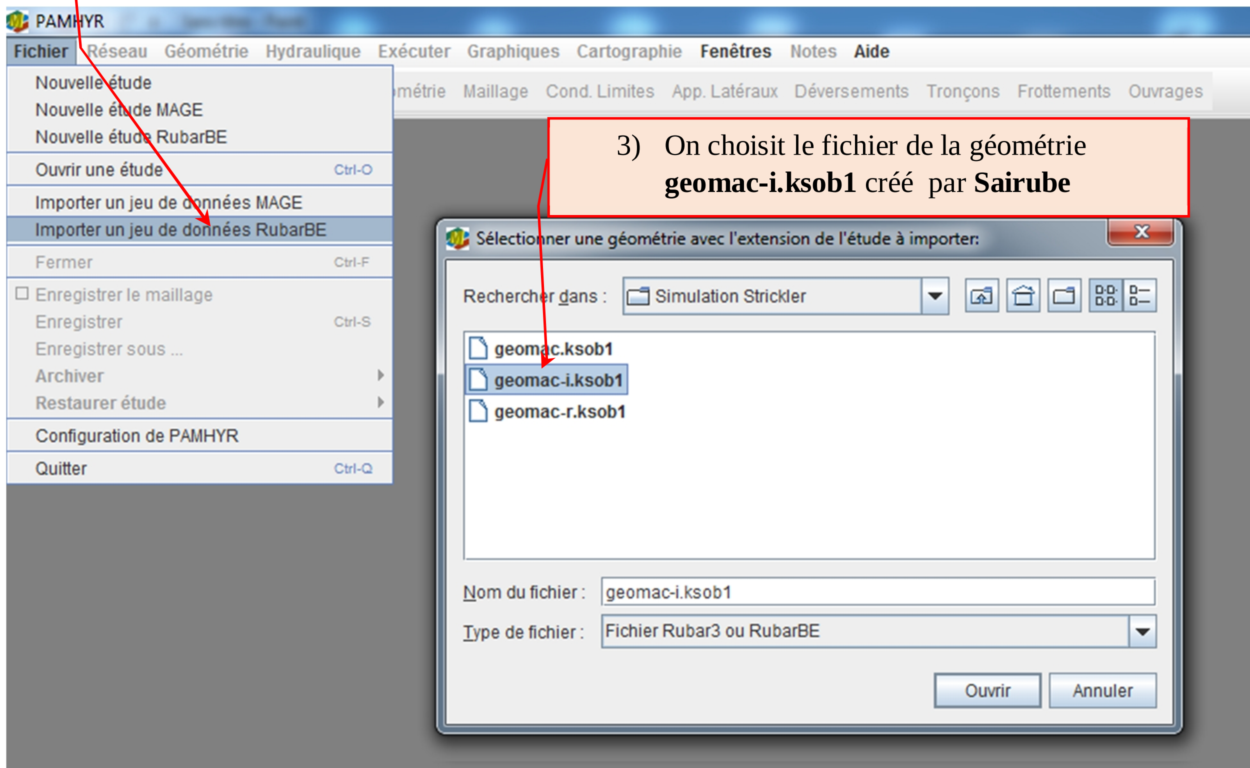

 On est dans la section numero  1
 Donnez son abscisse XSECT( 1 ) = ?
```

- **2ème étape :** Utilisation du logiciel **PamHyr**

1) Le lancement du logiciel **PamHyr**



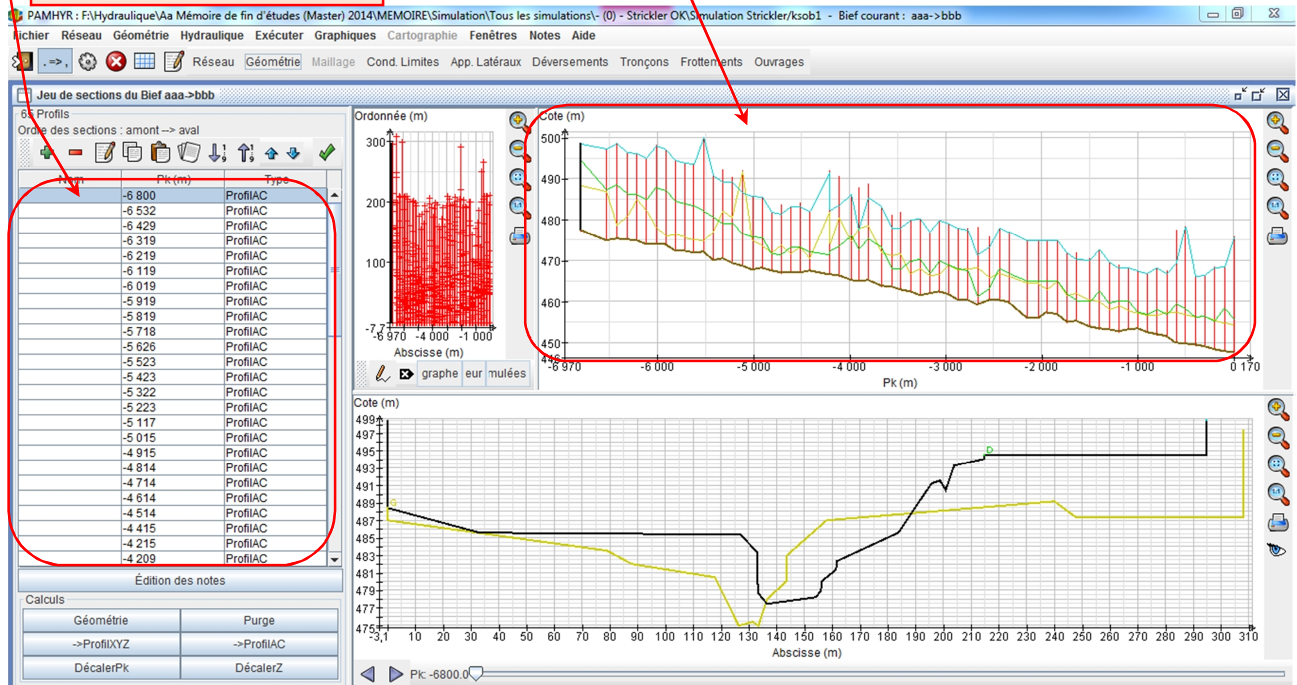
2) On click ici pour importer la géométrie



Après la déclaration de la géométrie, on peut voir cette interface graphique de PamHyr

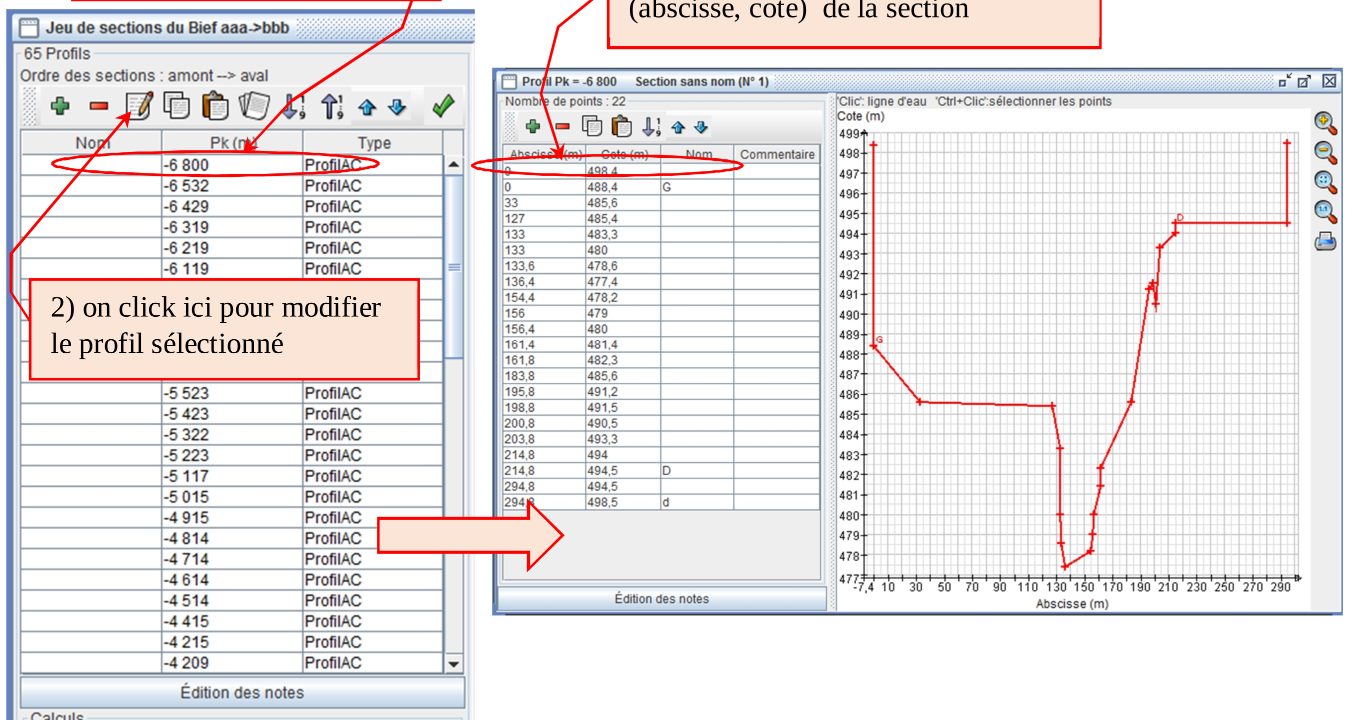
On peut voir et modifier les détails de toutes les sections de l'oued .

Profil en long de oued k'sob



1)Par exemple, pour voir les détails de la section Pk=-6800, on click sur la section

3) on peut facilement éditer les points (abscisse, cote) de la section

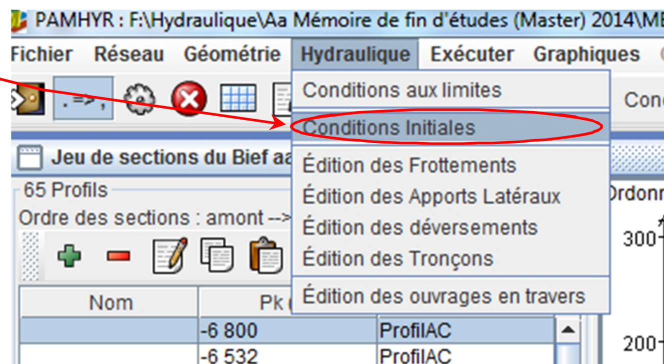


Pour lancer la simulation, il faut déclarer les paramètres suivants :

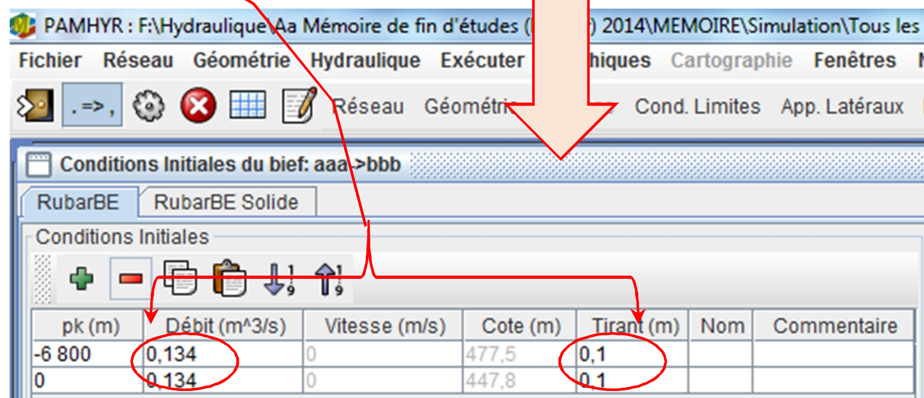
- La géométrie (c'est déjà déclaré)
- Les conditions initiales
- Les conditions aux limites
- Les frottements
- Les paramètres numériques de RubarBE

a) Les conditions initiales :

1) On clique ici pour saisir les données des conditions initiales

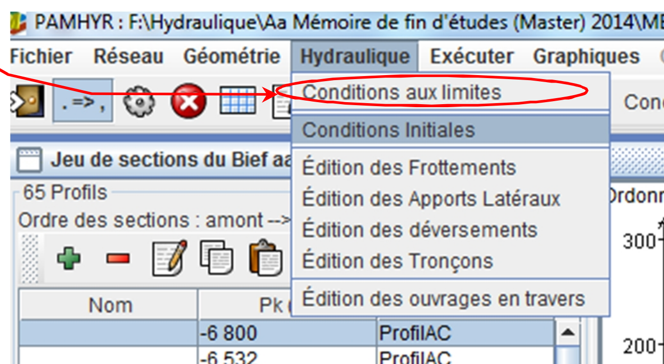


2) On ajoute des valeurs (débit, tirant d'eau) juste pour démarrer la simulation



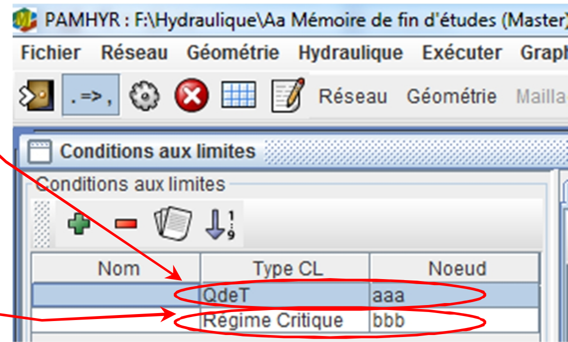
b) Les conditions aux limites :

1) On clique ici pour saisir les données des conditions aux limites



1) En amont, on déclare l'hydrogramme (le débit en fonction de temps)

2) en aval, on suppose qu'il y a un régime critique



Les temps (j :h :m :s)

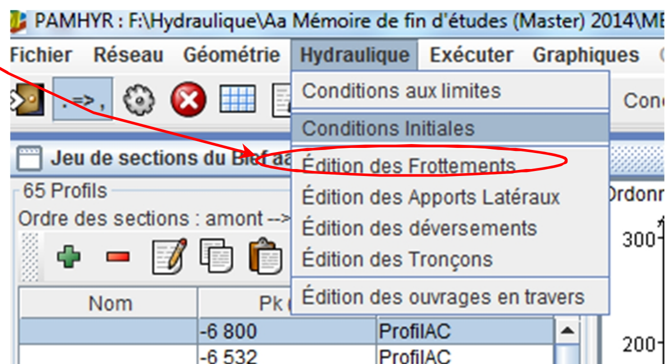
Les débits correspondants (m3/s)

Voilà, L'hydrogramme



c) Les frottements :

1) On clique ici pour saisir les données des frottements



Pour ajouter une case

Pour supprimer une case

Ici on déclare le coefficient de strickler

Cette case reste constnante (15)

Jeux de Stricklers

Coefficients de rugosité relatifs à l'application

Nom	lit mineur	lit moyen	Commentaire
Defaut	30	30	

Coefficients de rugosité relatifs à l'étude

Nom	lit mineur	lit moyen	Commentaire
Importé 3	30	15	

Édition des notes

OK

N.B : on ajoute plusieurs cases s'il y a un changement de frottements dans les différentes sections de l'oued simulé (comme le cas de oued k'sob)

comme ça, on a déclaré tous les frottements

Jeux de Stricklers

Coefficients de rugosité relatifs à l'application

Nom	lit mineur	lit moyen	Commentaire
Defaut	30	30	

Coefficients de rugosité relatifs à l'étude

Nom	lit mineur	lit moyen	Commentaire
Importé 1	13	15	
Importé 2	45	15	
Importé 3	30	15	
Importé 4	31	15	
Importé 5	23	15	
Importé 6	46	15	
Importé 7	16	15	
Importé 8	29	15	
Importé 9	19	15	

Édition des notes

OK

Ensuite, on déclare ces coefficients dans chaque tronçon correspondant

On clique ici

PAMHYR : F:\Hydraulique\Aa Mémoire de fin d'études (Master) 2014\MEMOIRE\Simulation\Tous les simulations\- (0) - Strickler OK\Simulation Strickler/ksob1 - Bief c

Fichier Réseau Géométrie Hydraulique Exécuter Graphiques Cartographie Fenêtres Notes Aide

Réseau Géométrie Maillage Cond. Limites App. Latéraux Déversements Tronçons Frottements Ouvrages

Jeux de Stricklers

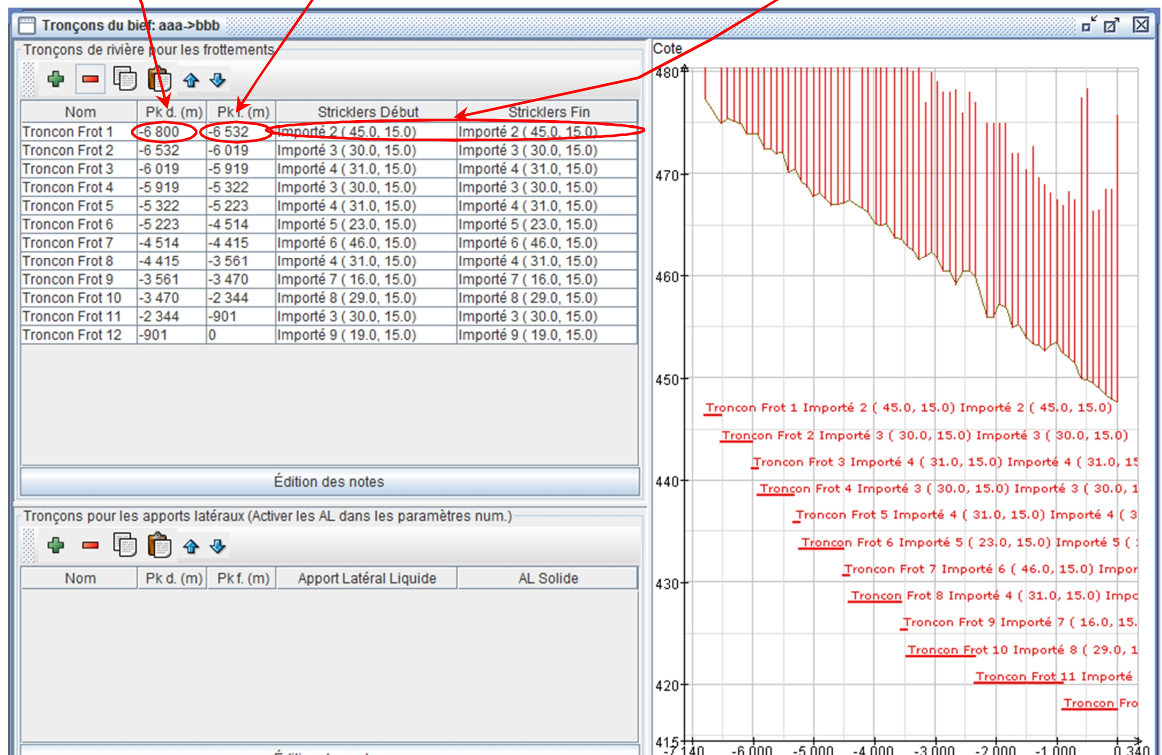
Coefficients de rugosité relatifs à l'application

Nom	lit mineur	lit moyen	Commentaire
Defaut	30	30	

Le débit du 1er tronçon

Le débit du 1er tronçon

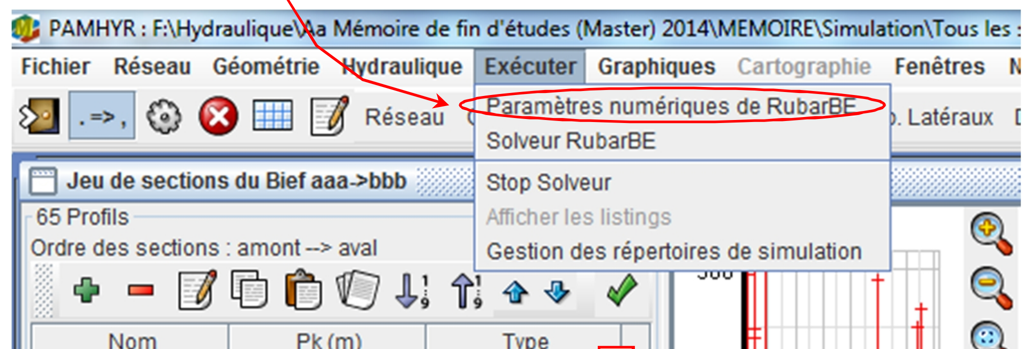
Ici, on choisit les frottements correspondants (les frottements qu'on a déclaré auparavant)

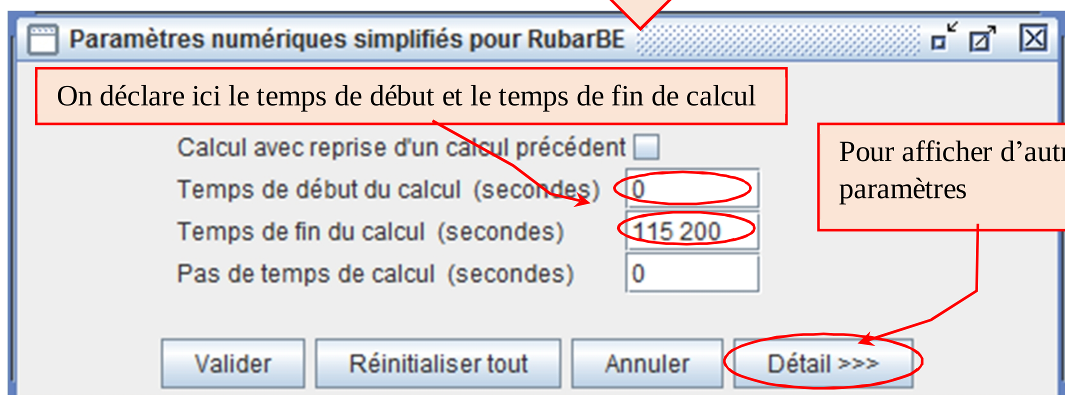


Nom	Pk d. (m)	Pk f. (m)	Stricklers Début	Stricklers Fin
Troncon Frot 1	-6 800	-6 532	Importé 2 (45.0, 15.0)	Importé 2 (45.0, 15.0)
Troncon Frot 2	-6 532	-6 019	Importé 3 (30.0, 15.0)	Importé 3 (30.0, 15.0)
Troncon Frot 3	-6 019	-5 919	Importé 4 (31.0, 15.0)	Importé 4 (31.0, 15.0)
Troncon Frot 4	-5 919	-5 322	Importé 3 (30.0, 15.0)	Importé 3 (30.0, 15.0)
Troncon Frot 5	-5 322	-5 223	Importé 4 (31.0, 15.0)	Importé 4 (31.0, 15.0)
Troncon Frot 6	-5 223	-4 514	Importé 5 (23.0, 15.0)	Importé 5 (23.0, 15.0)
Troncon Frot 7	-4 514	-4 415	Importé 6 (46.0, 15.0)	Importé 6 (46.0, 15.0)
Troncon Frot 8	-4 415	-3 561	Importé 4 (31.0, 15.0)	Importé 4 (31.0, 15.0)
Troncon Frot 9	-3 561	-3 470	Importé 7 (16.0, 15.0)	Importé 7 (16.0, 15.0)
Troncon Frot 10	-3 470	-2 344	Importé 8 (29.0, 15.0)	Importé 8 (29.0, 15.0)
Troncon Frot 11	-2 344	-901	Importé 3 (30.0, 15.0)	Importé 3 (30.0, 15.0)
Troncon Frot 12	-901	0	Importé 9 (19.0, 15.0)	Importé 9 (19.0, 15.0)

d) Les paramètres numériques de RubarBE :

On clique ici





Déclarer les sections (que RubarBE va garder ses détails lors de la simulation)

Déclarer les temps d'enregistrement lors de la simulation

N.B : Les autres paramètres restent constants

Enfin, on lance la simulation

On clique ici

- **Tableau des temps d'enregistrement (pendant la simulation) :**

N	Temps (min)	Temps (secondes)	Temps (heures)
1	30	1800	0,50
2	60	3600	1,00
3	90	5400	1,50
4	270	16200	4,50
5	300	18000	5,00
6	420	25200	7,00
7	430	25800	7,17
8	440	26400	7,33
9	450	27000	7,50
10	480	28800	8,00
11	490	29400	8,17
12	500	30000	8,33
13	510	30600	8,50
14	530	31800	8,83
15	570	34200	9,50
16	600	36000	10,00
17	900	54000	15,00
18	960	57600	16,00
19	1260	75600	21,00
20	1320	79200	22,00
21	1440	86400	24,00
22	1860	111600	31,00

- **Tableaux des résultats de la simulation (données traitées)**

Section 01						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-6800	0,5	488,4	483,925	-4,475	
2	-6800	1	488,4	483,849	-4,551	
3	-6800	1,5	488,4	484,358	-4,042	
4	-6800	4,5	488,4	484,44	-3,96	
5	-6800	5	488,4	484,108	-4,292	
6	-6800	7	488,4	483,951	-4,449	
7	-6800	7,17	488,4	485,795	-2,605	
8	-6800	7,33	488,4	486,817	-1,583	
9	-6800	7,5	488,4	487,623	-0,777	
10	-6800	8	488,4	487,648	-0,752	
11	-6800	8,17	488,4	484,226	-4,174	
12	-6800	8,33	488,4	482,805	-5,595	
13	-6800	8,5	488,4	478,704	-9,696	
14	-6800	8,83	488,4	478,284	-10,116	
15	-6800	9,5	488,4	478,282	-10,118	
16	-6800	10	488,4	478,394	-10,006	
17	-6800	15	488,4	478,391	-10,009	
18	-6800	16	488,4	478,247	-10,153	
19	-6800	21	488,4	478,25	-10,15	
20	-6800	22	488,4	478,601	-9,799	
21	-6800	24	488,4	478,282	-10,118	
22	-6800	31	488,4	478,16	-10,24	

Section 02						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-6532	0,5	487	480,268	-6,732	
2	-6532	1	487	480,497	-6,503	
3	-6532	1,5	487	480,53	-6,47	
4	-6532	4,5	487	480,549	-6,451	
5	-6532	5	487	480,531	-6,469	
6	-6532	7	487	480,508	-6,492	
7	-6532	7,17	487	480,562	-6,438	
8	-6532	7,33	487	481,029	-5,971	
9	-6532	7,5	487	481,485	-5,515	
10	-6532	8	487	481,522	-5,478	
11	-6532	8,17	487	481,824	-5,176	
12	-6532	8,33	487	480,401	-6,599	
13	-6532	8,5	487	478,763	-8,237	
14	-6532	8,83	487	478,235	-8,765	
15	-6532	9,5	487	478,227	-8,773	
16	-6532	10	487	478,408	-8,592	

17	-6532	15	487	478,413	-8,587	
18	-6532	16	487	478,163	-8,837	
19	-6532	21	487	478,16	-8,84	
20	-6532	22	487	477,208	-9,792	
21	-6532	24	487	476,766	-10,234	
22	-6532	31	487	476,588	-10,412	

Section 03						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-6429	0,5	478,7	480,236	1,536	Débordement
2	-6429	1	478,7	480,456	1,756	Débordement
3	-6429	1,5	478,7	480,503	1,803	Débordement
4	-6429	4,5	478,7	480,527	1,827	Débordement
5	-6429	5	478,7	480,498	1,798	Débordement
6	-6429	7	478,7	480,469	1,769	Débordement
7	-6429	7,17	478,7	480,497	1,797	Débordement
8	-6429	7,33	478,7	480,603	1,903	Débordement
9	-6429	7,5	478,7	481,06	2,36	Débordement
10	-6429	8	478,7	481,228	2,528	Débordement
11	-6429	8,17	478,7	482,012	3,312	Débordement
12	-6429	8,33	478,7	480,553	1,853	Débordement
13	-6429	8,5	478,7	479,054	0,354	Débordement
14	-6429	8,83	478,7	478,305	-0,395	
15	-6429	9,5	478,7	478,281	-0,419	
16	-6429	10	478,7	478,575	-0,125	
17	-6429	15	478,7	478,597	-0,103	
18	-6429	16	478,7	478,189	-0,511	
19	-6429	21	478,7	478,175	-0,525	
20	-6429	22	478,7	477,051	-1,649	
21	-6429	24	478,7	476,61	-2,09	
22	-6429	31	478,7	476,435	-2,265	

Section 04						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-6319	0,5	481	480,702	-0,298	
2	-6319	1	481	480,934	-0,066	
3	-6319	1,5	481	481,097	0,097	Débordement
4	-6319	4,5	481	481,145	0,145	Débordement
5	-6319	5	481	481,036	0,036	Débordement
6	-6319	7	481	480,97	-0,03	
7	-6319	7,17	481	481,42	0,42	Débordement
8	-6319	7,33	481	482,013	1,013	Débordement
9	-6319	7,5	481	482,763	1,763	Débordement
10	-6319	8	481	482,909	1,909	Débordement
11	-6319	8,17	481	482,436	1,436	Débordement

12	-6319	8,33	481	480,871	-0,129	
13	-6319	8,5	481	478,904	-2,096	
14	-6319	8,83	481	477,777	-3,223	
15	-6319	9,5	481	477,758	-3,242	
16	-6319	10	481	478,088	-2,912	
17	-6319	15	481	478,113	-2,887	
18	-6319	16	481	477,676	-3,324	
19	-6319	21	481	477,667	-3,333	
20	-6319	22	481	476,681	-4,319	
21	-6319	24	481	476,278	-4,722	
22	-6319	31	481	476,109	-4,891	

Section 05						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-6219	0,5	485	480,313	-4,687	
2	-6219	1	485	480,587	-4,413	
3	-6219	1,5	485	480,75	-4,25	
4	-6219	4,5	485	480,8	-4,2	
5	-6219	5	485	480,69	-4,31	
6	-6219	7	485	480,511	-4,489	
7	-6219	7,17	485	481,092	-3,908	
8	-6219	7,33	485	482,015	-2,985	
9	-6219	7,5	485	482,835	-2,165	
10	-6219	8	485	483,145	-1,855	
11	-6219	8,17	485	482,291	-2,709	
12	-6219	8,33	485	480,57	-4,43	
13	-6219	8,5	485	478,602	-6,398	
14	-6219	8,83	485	477,482	-7,518	
15	-6219	9,5	485	477,467	-7,533	
16	-6219	10	485	477,696	-7,304	
17	-6219	15	485	477,723	-7,277	
18	-6219	16	485	477,394	-7,606	
19	-6219	21	485	477,388	-7,612	
20	-6219	22	485	476,393	-8,607	
21	-6219	24	485	476,01	-8,99	
22	-6219	31	485	475,846	-9,154	

Section 06						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-6119	0,5	482,2	479,964	-2,236	
2	-6119	1	482,2	480,328	-1,872	
3	-6119	1,5	482,2	480,573	-1,627	
4	-6119	4,5	482,2	480,651	-1,549	
5	-6119	5	482,2	480,492	-1,708	
6	-6119	7	482,2	480,387	-1,813	

7	-6119	7,17	482,2	481,057	-1,143	
8	-6119	7,33	482,2	481,947	-0,253	
9	-6119	7,5	482,2	482,81	0,61	Débordement
10	-6119	8	482,2	483,079	0,879	Débordement
11	-6119	8,17	482,2	482,278	0,078	Débordement
12	-6119	8,33	482,2	480,439	-1,761	
13	-6119	8,5	482,2	478,224	-3,976	
14	-6119	8,83	482,2	476,829	-5,371	
15	-6119	9,5	482,2	476,813	-5,387	
16	-6119	10	482,2	477,09	-5,11	
17	-6119	15	482,2	477,123	-5,077	
18	-6119	16	482,2	476,732	-5,468	
19	-6119	21	482,2	476,722	-5,478	
20	-6119	22	482,2	475,663	-6,537	
21	-6119	24	482,2	475,232	-6,968	
22	-6119	31	482,2	475,04	-7,16	

Section 07						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-6019	0,5	478,3	479,847	1,547	Débordement
2	-6019	1	478,3	480,237	1,937	Débordement
3	-6019	1,5	478,3	480,381	2,081	Débordement
4	-6019	4,5	478,3	480,553	2,253	Débordement
5	-6019	5	478,3	480,303	2,003	Débordement
6	-6019	7	478,3	480,293	1,993	Débordement
7	-6019	7,17	478,3	480,859	2,559	Débordement
8	-6019	7,33	478,3	481,74	3,44	Débordement
9	-6019	7,5	478,3	482,733	4,433	Débordement
10	-6019	8	478,3	482,991	4,691	Débordement
11	-6019	8,17	478,3	482,165	3,865	Débordement
12	-6019	8,33	478,3	480,342	2,042	Débordement
13	-6019	8,5	478,3	477,875	-0,425	
14	-6019	8,83	478,3	476,661	-1,639	
15	-6019	9,5	478,3	476,658	-1,642	
16	-6019	10	478,3	476,886	-1,414	
17	-6019	15	478,3	476,879	-1,421	
18	-6019	16	478,3	476,579	-1,721	
19	-6019	21	478,3	476,583	-1,717	
20	-6019	22	478,3	475,568	-2,732	
21	-6019	24	478,3	475,149	-3,151	
22	-6019	31	478,3	474,955	-3,345	

Section 08						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5919	0,5	476,2	479,449	3,249	Débordement
2	-5919	1	476,2	479,784	3,584	Débordement
3	-5919	1,5	476,2	479,997	3,797	Débordement
4	-5919	4,5	476,2	480,064	3,864	Débordement
5	-5919	5	476,2	479,924	3,724	Débordement
6	-5919	7	476,2	479,833	3,633	Débordement
7	-5919	7,17	476,2	480,426	4,226	Débordement
8	-5919	7,33	476,2	481,243	5,043	Débordement
9	-5919	7,5	476,2	482,117	5,917	Débordement
10	-5919	8	476,2	482,339	6,139	Débordement
11	-5919	8,17	476,2	481,659	5,459	Débordement
12	-5919	8,33	476,2	479,864	3,664	Débordement
13	-5919	8,5	476,2	477,43	1,23	Débordement
14	-5919	8,83	476,2	476,395	0,195	Débordement
15	-5919	9,5	476,2	476,405	0,205	Débordement
16	-5919	10	476,2	476,586	0,386	Débordement
17	-5919	15	476,2	476,567	0,367	Débordement
18	-5919	16	476,2	476,328	0,128	Débordement
19	-5919	21	476,2	476,347	0,147	Débordement
20	-5919	22	476,2	475,288	-0,912	
21	-5919	24	476,2	474,871	-1,329	
22	-5919	31	476,2	474,696	-1,504	

Section 09						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5819	0,5	476,5	477,505	1,005	Débordement
2	-5819	1	476,5	477,783	1,283	Débordement
3	-5819	1,5	476,5	477,946	1,446	Débordement
4	-5819	4,5	476,5	478	1,5	Débordement
5	-5819	5	476,5	477,891	1,391	Débordement
6	-5819	7	476,5	477,821	1,321	Débordement
7	-5819	7,17	476,5	478,283	1,783	Débordement
8	-5819	7,33	476,5	478,956	2,456	Débordement
9	-5819	7,5	476,5	479,682	3,182	Débordement
10	-5819	8	476,5	480,048	3,548	Débordement
11	-5819	8,17	476,5	479,077	2,577	Débordement
12	-5819	8,33	476,5	477,86	1,36	Débordement
13	-5819	8,5	476,5	476,683	0,183	Débordement
14	-5819	8,83	476,5	475,575	-0,925	
15	-5819	9,5	476,5	475,548	-0,952	
16	-5819	10	476,5	475,745	-0,755	
17	-5819	15	476,5	475,755	-0,745	
18	-5819	16	476,5	475,5	-1	

19	-5819	21	476,5	475,47	-1,03	
20	-5819	22	476,5	474,261	-2,239	
21	-5819	24	476,5	473,631	-2,869	
22	-5819	31	476,5	473,385	-3,115	

Section 10						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5718	0,5	475,8	477,126	1,326	Débordement
2	-5718	1	475,8	477,414	1,614	Débordement
3	-5718	1,5	475,8	477,529	1,729	Débordement
4	-5718	4,5	475,8	477,575	1,775	Débordement
5	-5718	5	475,8	477,494	1,694	Débordement
6	-5718	7	475,8	477,444	1,644	Débordement
7	-5718	7,17	475,8	477,767	1,967	Débordement
8	-5718	7,33	475,8	478,199	2,399	Débordement
9	-5718	7,5	475,8	478,392	2,592	Débordement
10	-5718	8	475,8	478,622	2,822	Débordement
11	-5718	8,17	475,8	478,048	2,248	Débordement
12	-5718	8,33	475,8	477,531	1,731	Débordement
13	-5718	8,5	475,8	476,462	0,662	Débordement
14	-5718	8,83	475,8	475,544	-0,256	
15	-5718	9,5	475,8	475,511	-0,289	
16	-5718	10	475,8	475,745	-0,055	
17	-5718	15	475,8	475,755	-0,045	
18	-5718	16	475,8	475,459	-0,341	
19	-5718	21	475,8	475,422	-0,378	
20	-5718	22	475,8	474,215	-1,585	
21	-5718	24	475,8	473,631	-2,169	
22	-5718	31	475,8	473,385	-2,415	

Section 11						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5626	0,5	475,3	477,281	1,981	Débordement
2	-5626	1	475,3	477,654	2,354	Débordement
3	-5626	1,5	475,3	477,779	2,479	Débordement
4	-5626	4,5	475,3	477,833	2,533	Débordement
5	-5626	5	475,3	477,745	2,445	Débordement
6	-5626	7	475,3	477,687	2,387	Débordement
7	-5626	7,17	475,3	478,056	2,756	Débordement
8	-5626	7,33	475,3	478,662	3,362	Débordement
9	-5626	7,5	475,3	479,213	3,913	Débordement
10	-5626	8	475,3	479,476	4,176	Débordement
11	-5626	8,17	475,3	479,004	3,704	Débordement
12	-5626	8,33	475,3	477,817	2,517	Débordement
13	-5626	8,5	475,3	476,558	1,258	Débordement

14	-5626	8,83	475,3	475,231	-0,069	
15	-5626	9,5	475,3	475,198	-0,102	
16	-5626	10	475,3	475,43	0,13	Débordement
17	-5626	15	475,3	475,482	0,182	Débordement
18	-5626	16	475,3	475,146	-0,154	
19	-5626	21	475,3	475,111	-0,189	
20	-5626	22	475,3	474,176	-1,124	
21	-5626	24	475,3	473,526	-1,774	
22	-5626	31	475,3	473,277	-2,023	

Section 12						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5523	0,5	474,9	476,532	1,632	Débordement
2	-5523	1	474,9	476,715	1,815	Débordement
3	-5523	1,5	474,9	476,869	1,969	Débordement
4	-5523	4,5	474,9	476,922	2,022	Débordement
5	-5523	5	474,9	476,824	1,924	Débordement
6	-5523	7	474,9	476,754	1,854	Débordement
7	-5523	7,17	474,9	477,114	2,214	Débordement
8	-5523	7,33	474,9	477,701	2,801	Débordement
9	-5523	7,5	474,9	478,152	3,252	Débordement
10	-5523	8	474,9	478,418	3,518	Débordement
11	-5523	8,17	474,9	478,015	3,115	Débordement
12	-5523	8,33	474,9	476,931	2,031	Débordement
13	-5523	8,5	474,9	476,011	1,111	Débordement
14	-5523	8,83	474,9	474,845	-0,055	
15	-5523	9,5	474,9	474,814	-0,086	
16	-5523	10	474,9	475,002	0,102	Débordement
17	-5523	15	474,9	475,04	0,14	Débordement
18	-5523	16	474,9	474,765	-0,135	
19	-5523	21	474,9	474,724	-0,176	
20	-5523	22	474,9	473,421	-1,479	
21	-5523	24	474,9	473,038	-1,862	
22	-5523	31	474,9	472,873	-2,027	

Section 13						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5423	0,5	477	475,532	-1,468	
2	-5423	1	477	475,84	-1,16	
3	-5423	1,5	477	475,992	-1,008	
4	-5423	4,5	477	476,046	-0,954	
5	-5423	5	477	475,946	-1,054	
6	-5423	7	477	475,878	-1,122	
7	-5423	7,17	477	476,233	-0,767	
8	-5423	7,33	477	476,8	-0,2	

9	-5423	7,5	477	477,266	0,266	Débordement
10	-5423	8	477	477,588	0,588	Débordement
11	-5423	8,17	477	477,15	0,15	Débordement
12	-5423	8,33	477	476,122	-0,878	
13	-5423	8,5	477	474,462	-2,538	
14	-5423	8,83	477	472,738	-4,262	
15	-5423	9,5	477	472,68	-4,32	
16	-5423	10	477	472,974	-4,026	
17	-5423	15	477	473,047	-3,953	
18	-5423	16	477	472,623	-4,377	
19	-5423	21	477	472,567	-4,433	
20	-5423	22	477	471,768	-5,232	
21	-5423	24	477	471,295	-5,705	
22	-5423	31	477	471,08	-5,92	

Section 14						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5322	0,5	479,2	475,021	-4,179	
2	-5322	1	479,2	475,45	-3,75	
3	-5322	1,5	479,2	475,518	-3,682	
4	-5322	4,5	479,2	475,64	-3,56	
5	-5322	5	479,2	475,481	-3,719	
6	-5322	7	479,2	475,484	-3,716	
7	-5322	7,17	479,2	475,767	-3,433	
8	-5322	7,33	479,2	476,644	-2,556	
9	-5322	7,5	479,2	477,173	-2,027	
10	-5322	8	479,2	477,337	-1,863	
11	-5322	8,17	479,2	477,04	-2,16	
12	-5322	8,33	479,2	475,721	-3,479	
13	-5322	8,5	479,2	474,207	-4,993	
14	-5322	8,83	479,2	472,738	-6,462	
15	-5322	9,5	479,2	472,68	-6,52	
16	-5322	10	479,2	472,974	-6,226	
17	-5322	15	479,2	473,047	-6,153	
18	-5322	16	479,2	472,623	-6,577	
19	-5322	21	479,2	472,312	-6,888	
20	-5322	22	479,2	471,631	-7,569	
21	-5322	24	479,2	471,273	-7,927	
22	-5322	31	479,2	471,08	-8,12	

Section 15						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5223	0,5	479,2	474,469	-4,731	
2	-5223	1	479,2	474,9	-4,3	
3	-5223	1,5	479,2	475,029	-4,171	

4	-5223	4,5	479,2	475,09	-4,11	
5	-5223	5	479,2	475,004	-4,196	
6	-5223	7	479,2	474,934	-4,266	
7	-5223	7,17	479,2	475,211	-3,989	
8	-5223	7,33	479,2	475,791	-3,409	
9	-5223	7,5	479,2	476,281	-2,919	
10	-5223	8	479,2	476,579	-2,621	
11	-5223	8,17	479,2	476,177	-3,023	
12	-5223	8,33	479,2	475,241	-3,959	
13	-5223	8,5	479,2	473,929	-5,271	
14	-5223	8,83	479,2	472,241	-6,959	
15	-5223	9,5	479,2	472,178	-7,022	
16	-5223	10	479,2	472,427	-6,773	
17	-5223	15	479,2	472,501	-6,699	
18	-5223	16	479,2	472,131	-7,069	
19	-5223	21	479,2	472,071	-7,129	
20	-5223	22	479,2	471,079	-8,121	
21	-5223	24	479,2	470,483	-8,717	
22	-5223	31	479,2	470,263	-8,937	

Section 16						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5117	0,5	476,6	474,18	-2,42	
2	-5117	1	476,6	474,654	-1,946	
3	-5117	1,5	476,6	474,781	-1,819	
4	-5117	4,5	476,6	474,84	-1,76	
5	-5117	5	476,6	474,758	-1,842	
6	-5117	7	476,6	474,685	-1,915	
7	-5117	7,17	476,6	474,945	-1,655	
8	-5117	7,33	476,6	475,523	-1,077	
9	-5117	7,5	476,6	475,983	-0,617	
10	-5117	8	476,6	476,246	-0,354	
11	-5117	8,17	476,6	475,926	-0,674	
12	-5117	8,33	476,6	475,028	-1,572	
13	-5117	8,5	476,6	473,775	-2,825	
14	-5117	8,83	476,6	471,859	-4,741	
15	-5117	9,5	476,6	471,776	-4,824	
16	-5117	10	476,6	472,035	-4,565	
17	-5117	15	476,6	472,123	-4,477	
18	-5117	16	476,6	471,736	-4,864	
19	-5117	21	476,6	471,671	-4,929	
20	-5117	22	476,6	470,777	-5,823	
21	-5117	24	476,6	470,146	-6,454	
22	-5117	31	476,6	469,916	-6,684	

Section 17						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-5015	0,5	475	473,733	-1,267	
2	-5015	1	475	474,156	-0,844	
3	-5015	1,5	475	474,267	-0,733	
4	-5015	4,5	475	474,329	-0,671	
5	-5015	5	475	474,255	-0,745	
6	-5015	7	475	474,189	-0,811	
7	-5015	7,17	475	474,387	-0,613	
8	-5015	7,33	475	474,933	-0,067	
9	-5015	7,5	475	475,338	0,338	Débordement
10	-5015	8	475	475,635	0,635	Débordement
11	-5015	8,17	475	475,337	0,337	Débordement
12	-5015	8,33	475	474,556	-0,444	
13	-5015	8,5	475	473,459	-1,541	
14	-5015	8,83	475	471,168	-3,832	
15	-5015	9,5	475	471,067	-3,933	
16	-5015	10	475	471,319	-3,681	
17	-5015	15	475	471,42	-3,58	
18	-5015	16	475	471,031	-3,969	
19	-5015	21	475	470,961	-4,039	
20	-5015	22	475	470,183	-4,817	
21	-5015	24	475	469,569	-5,431	
22	-5015	31	475	469,308	-5,692	

Section 18						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4915	0,5	473,7	473,578	-0,122	
2	-4915	1	473,7	474,014	0,314	Débordement
3	-4915	1,5	473,7	474,134	0,434	Débordement
4	-4915	4,5	473,7	474,204	0,504	Débordement
5	-4915	5	473,7	474,126	0,426	Débordement
6	-4915	7	473,7	474,189	0,489	Débordement
7	-4915	7,17	473,7	474,248	0,548	Débordement
8	-4915	7,33	473,7	474,777	1,077	Débordement
9	-4915	7,5	473,7	475,143	1,443	Débordement
10	-4915	8	473,7	475,418	1,718	Débordement
11	-4915	8,17	473,7	475,175	1,475	Débordement
12	-4915	8,33	473,7	474,449	0,749	Débordement
13	-4915	8,5	473,7	473,457	-0,243	
14	-4915	8,83	473,7	471,056	-2,644	
15	-4915	9,5	473,7	470,927	-2,773	
16	-4915	10	473,7	471,187	-2,513	
17	-4915	15	473,7	471,299	-2,401	
18	-4915	16	473,7	470,897	-2,803	

19	-4915	21	473,7	470,817	-2,883	
20	-4915	22	473,7	470,012	-3,688	
21	-4915	24	473,7	469,439	-4,261	
22	-4915	31	473,7	469,207	-4,493	

Section 19						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4814	0,5	471,8	473,135	1,335	Débordement
2	-4814	1	471,8	473,875	2,075	Débordement
3	-4814	1,5	471,8	474,004	2,204	Débordement
4	-4814	4,5	471,8	474,08	2,28	Débordement
5	-4814	5	471,8	473,999	2,199	Débordement
6	-4814	7	471,8	473,913	2,113	Débordement
7	-4814	7,17	471,8	474,112	2,312	Débordement
8	-4814	7,33	471,8	474,657	2,857	Débordement
9	-4814	7,5	471,8	475,006	3,206	Débordement
10	-4814	8	471,8	475,289	3,489	Débordement
11	-4814	8,17	471,8	475,069	3,269	Débordement
12	-4814	8,33	471,8	474,356	2,556	Débordement
13	-4814	8,5	471,8	473,156	1,356	Débordement
14	-4814	8,83	471,8	470,557	-1,243	
15	-4814	9,5	471,8	470,424	-1,376	
16	-4814	10	471,8	470,692	-1,108	
17	-4814	15	471,8	470,808	-0,992	
18	-4814	16	471,8	470,393	-1,407	
19	-4814	21	471,8	470,307	-1,493	
20	-4814	22	471,8	469,474	-2,326	
21	-4814	24	471,8	468,886	-2,914	
22	-4814	31	471,8	468,649	-3,151	

Section 20						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4714	0,5	471,4	472,829	1,429	Débordement
2	-4714	1	471,4	473,774	2,374	Débordement
3	-4714	1,5	471,4	473,901	2,501	Débordement
4	-4714	4,5	471,4	473,98	2,58	Débordement
5	-4714	5	471,4	473,897	2,497	Débordement
6	-4714	7	471,4	473,722	2,322	Débordement
7	-4714	7,17	471,4	474,006	2,606	Débordement
8	-4714	7,33	471,4	474,596	3,196	Débordement
9	-4714	7,5	471,4	474,924	3,524	Débordement
10	-4714	8	471,4	475,231	3,831	Débordement
11	-4714	8,17	471,4	474,997	3,597	Débordement
12	-4714	8,33	471,4	474,261	2,861	Débordement
13	-4714	8,5	471,4	472,964	1,564	Débordement

14	-4714	8,83	471,4	470,258	-1,142	
15	-4714	9,5	471,4	470,091	-1,309	
16	-4714	10	471,4	470,351	-1,049	
17	-4714	15	471,4	470,474	-0,926	
18	-4714	16	471,4	470,064	-1,336	
19	-4714	21	471,4	469,97	-1,43	
20	-4714	22	471,4	469,137	-2,263	
21	-4714	24	471,4	468,494	-2,906	
22	-4714	31	471,4	468,229	-3,171	

Section 21						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4614	0,5	471,8	472,57	0,77	Débordement
2	-4614	1	471,8	473,105	1,305	Débordement
3	-4614	1,5	471,8	473,561	1,761	Débordement
4	-4614	4,5	471,8	473,614	1,814	Débordement
5	-4614	5	471,8	473,559	1,759	Débordement
6	-4614	7	471,8	473,508	1,708	Débordement
7	-4614	7,17	471,8	473,628	1,828	Débordement
8	-4614	7,33	471,8	474,163	2,363	Débordement
9	-4614	7,5	471,8	474,427	2,627	Débordement
10	-4614	8	471,8	474,729	2,929	Débordement
11	-4614	8,17	471,8	474,517	2,717	Débordement
12	-4614	8,33	471,8	473,787	1,987	Débordement
13	-4614	8,5	471,8	472,682	0,882	Débordement
14	-4614	8,83	471,8	470,149	-1,651	
15	-4614	9,5	471,8	469,989	-1,811	
16	-4614	10	471,8	470,239	-1,561	
17	-4614	15	471,8	470,358	-1,442	
18	-4614	16	471,8	469,963	-1,837	
19	-4614	21	471,8	469,874	-1,926	
20	-4614	22	471,8	469,017	-2,783	
21	-4614	24	471,8	468,461	-3,339	
22	-4614	31	471,8	468,207	-3,593	

Section 22						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4514	0,5	473,3	470,971	-2,329	
2	-4514	1	473,3	471,555	-1,745	
3	-4514	1,5	473,3	471,662	-1,638	
4	-4514	4,5	473,3	471,711	-1,589	
5	-4514	5	473,3	471,654	-1,646	
6	-4514	7	473,3	471,565	-1,735	
7	-4514	7,17	473,3	471,736	-1,564	
8	-4514	7,33	473,3	472,158	-1,142	

9	-4514	7,5	473,3	473,146	-0,154	
10	-4514	8	473,3	473,918	0,618	Débordement
11	-4514	8,17	473,3	473,725	0,425	Débordement
12	-4514	8,33	473,3	472,932	-0,368	
13	-4514	8,5	473,3	471,306	-1,994	
14	-4514	8,83	473,3	469,535	-3,765	
15	-4514	9,5	473,3	469,428	-3,872	
16	-4514	10	473,3	469,626	-3,674	
17	-4514	15	473,3	469,715	-3,585	
18	-4514	16	473,3	469,466	-3,834	
19	-4514	21	473,3	469,342	-3,958	
20	-4514	22	473,3	468,776	-4,524	
21	-4514	24	473,3	468,281	-5,019	
22	-4514	31	473,3	468,1	-5,2	

Section 23						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4415	0,5	470,6	470,647	0,047	Débordement
2	-4415	1	470,6	471,196	0,596	Débordement
3	-4415	1,5	470,6	471,309	0,709	Débordement
4	-4415	4,5	470,6	471,379	0,779	Débordement
5	-4415	5	470,6	471,318	0,718	Débordement
6	-4415	7	470,6	471,229	0,629	Débordement
7	-4415	7,17	470,6	471,363	0,763	Débordement
8	-4415	7,33	470,6	471,895	1,295	Débordement
9	-4415	7,5	470,6	472,798	2,198	Débordement
10	-4415	8	470,6	473,724	3,124	Débordement
11	-4415	8,17	470,6	473,549	2,949	Débordement
12	-4415	8,33	470,6	472,713	2,113	Débordement
13	-4415	8,5	470,6	470,851	0,251	Débordement
14	-4415	8,83	470,6	469,322	-1,278	
15	-4415	9,5	470,6	469,194	-1,406	
16	-4415	10	470,6	469,353	-1,247	
17	-4415	15	470,6	469,44	-1,16	
18	-4415	16	470,6	469,184	-1,416	
19	-4415	21	470,6	469,121	-1,479	
20	-4415	22	470,6	468,609	-1,991	
21	-4415	24	470,6	468,201	-2,399	
22	-4415	31	470,6	468,039	-2,561	

Section 24						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4215	0,5	471,6	469,863	-1,737	
2	-4215	1	471,6	471,058	-0,542	
3	-4215	1,5	471,6	471,222	-0,378	

4	-4215	4,5	471,6	471,341	-0,259	
5	-4215	5	471,6	471,237	-0,363	
6	-4215	7	471,6	471,112	-0,488	
7	-4215	7,17	471,6	471,278	-0,322	
8	-4215	7,33	471,6	472,036	0,436	Débordement
9	-4215	7,5	471,6	472,909	1,309	Débordement
10	-4215	8	471,6	473,732	2,132	Débordement
11	-4215	8,17	471,6	473,556	1,956	Débordement
12	-4215	8,33	471,6	472,647	1,047	Débordement
13	-4215	8,5	471,6	470,711	-0,889	
14	-4215	8,83	471,6	468,521	-3,079	
15	-4215	9,5	471,6	468,466	-3,134	
16	-4215	10	471,6	468,599	-3,001	
17	-4215	15	471,6	468,671	-2,929	
18	-4215	16	471,6	468,457	-3,143	
19	-4215	21	471,6	468,403	-3,197	
20	-4215	22	471,6	467,939	-3,661	
21	-4215	24	471,6	467,543	-4,057	
22	-4215	31	471,6	467,389	-4,211	

Section 25						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4209	0,5	472,4	469,665	-2,735	
2	-4209	1	472,4	470,878	-1,522	
3	-4209	1,5	472,4	471,056	-1,344	
4	-4209	4,5	472,4	471,19	-1,21	
5	-4209	5	472,4	471,071	-1,329	
6	-4209	7	472,4	470,935	-1,465	
7	-4209	7,17	472,4	471,123	-1,277	
8	-4209	7,33	472,4	471,862	-0,538	
9	-4209	7,5	472,4	472,739	0,339	Débordement
10	-4209	8	472,4	473,64	1,24	Débordement
11	-4209	8,17	472,4	473,449	1,049	Débordement
12	-4209	8,33	472,4	472,359	-0,041	
13	-4209	8,5	472,4	470,494	-1,906	
14	-4209	8,83	472,4	468,454	-3,946	
15	-4209	9,5	472,4	468,338	-4,062	
16	-4209	10	472,4	468,464	-3,936	
17	-4209	15	472,4	468,532	-3,868	
18	-4209	16	472,4	468,33	-4,07	
19	-4209	21	472,4	468,278	-4,122	
20	-4209	22	472,4	467,849	-4,551	
21	-4209	24	472,4	467,501	-4,899	
22	-4209	31	472,4	467,369	-5,031	

Section 26						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-4116	0,5	473,5	469,306	-4,194	
2	-4116	1	473,5	470,653	-2,847	
3	-4116	1,5	473,5	470,8	-2,7	
4	-4116	4,5	473,5	470,91	-2,59	
5	-4116	5	473,5	470,808	-2,692	
6	-4116	7	473,5	470,699	-2,801	
7	-4116	7,17	473,5	470,85	-2,65	
8	-4116	7,33	473,5	471,387	-2,113	
9	-4116	7,5	473,5	471,921	-1,579	
10	-4116	8	473,5	472,782	-0,718	
11	-4116	8,17	473,5	472,603	-0,897	
12	-4116	8,33	473,5	471,759	-1,741	
13	-4116	8,5	473,5	470,269	-3,231	
14	-4116	8,83	473,5	468,075	-5,425	
15	-4116	9,5	473,5	467,938	-5,562	
16	-4116	10	473,5	468,064	-5,436	
17	-4116	15	473,5	468,132	-5,368	
18	-4116	16	473,5	467,93	-5,57	
19	-4116	21	473,5	467,878	-5,622	
20	-4116	22	473,5	467,449	-6,051	
21	-4116	24	473,5	467,093	-6,407	
22	-4116	31	473,5	466,919	-6,581	

Section 27						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3986	0,5	476,2	468,556	-7,644	
2	-3986	1	476,2	469,553	-6,647	
3	-3986	1,5	476,2	469,7	-6,5	
4	-3986	4,5	476,2	469,784	-6,416	
5	-3986	5	476,2	469,708	-6,492	
6	-3986	7	476,2	469,599	-6,601	
7	-3986	7,17	476,2	469,744	-6,456	
8	-3986	7,33	476,2	469,924	-6,276	
9	-3986	7,5	476,2	470,247	-5,953	
10	-3986	8	476,2	470,785	-5,415	
11	-3986	8,17	476,2	470,68	-5,52	
12	-3986	8,33	476,2	470,178	-6,022	
13	-3986	8,5	476,2	469,281	-6,919	
14	-3986	8,83	476,2	467,477	-8,723	
15	-3986	9,5	476,2	467,254	-8,946	
16	-3986	10	476,2	467,385	-8,815	
17	-3986	15	476,2	467,48	-8,72	
18	-3986	16	476,2	467,25	-8,95	

19	-3986	21	476,2	467,179	-9,021	
20	-3986	22	476,2	466,667	-9,533	
21	-3986	24	476,2	466,158	-10,042	
22	-3986	31	476,2	465,92	-10,28	

Section 28						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3907	0,5	467,6	468,224	0,624	Débordement
2	-3907	1	467,6	469,418	1,818	Débordement
3	-3907	1,5	467,6	469,476	1,876	Débordement
4	-3907	4,5	467,6	469,525	1,925	Débordement
5	-3907	5	467,6	469,485	1,885	Débordement
6	-3907	7	467,6	469,44	1,84	Débordement
7	-3907	7,17	467,6	469,49	1,89	Débordement
8	-3907	7,33	467,6	469,784	2,184	Débordement
9	-3907	7,5	467,6	470,014	2,414	Débordement
10	-3907	8	467,6	470,433	2,833	Débordement
11	-3907	8,17	467,6	470,367	2,767	Débordement
12	-3907	8,33	467,6	469,987	2,387	Débordement
13	-3907	8,5	467,6	469,37	1,77	Débordement
14	-3907	8,83	467,6	467,277	-0,323	
15	-3907	9,5	467,6	467,054	-0,546	
16	-3907	10	467,6	467,185	-0,415	
17	-3907	15	467,6	467,28	-0,32	
18	-3907	16	467,6	467,05	-0,55	
19	-3907	21	467,6	466,979	-0,621	
20	-3907	22	467,6	466,549	-1,051	
21	-3907	24	467,6	466,039	-1,561	
22	-3907	31	467,6	465,786	-1,814	

Section 29						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3807	0,5	475,5	468,016	-7,484	
2	-3807	1	475,5	469,469	-6,031	
3	-3807	1,5	475,5	469,55	-5,95	
4	-3807	4,5	475,5	469,614	-5,886	
5	-3807	5	475,5	469,564	-5,936	
6	-3807	7	475,5	469,499	-6,001	
7	-3807	7,17	475,5	469,56	-5,94	
8	-3807	7,33	475,5	469,873	-5,627	
9	-3807	7,5	475,5	470,104	-5,396	
10	-3807	8	475,5	470,588	-4,912	
11	-3807	8,17	475,5	470,521	-4,979	
12	-3807	8,33	475,5	470,121	-5,379	
13	-3807	8,5	475,5	469,394	-6,106	

14	-3807	8,83	475,5	467,177	-8,323	
15	-3807	9,5	475,5	466,954	-8,546	
16	-3807	10	475,5	466,788	-8,712	
17	-3807	15	475,5	467,181	-8,319	
18	-3807	16	475,5	466,951	-8,549	
19	-3807	21	475,5	466,537	-8,963	
20	-3807	22	475,5	466,404	-9,096	
21	-3807	24	475,5	465,901	-9,599	
22	-3807	31	475,5	465,686	-9,814	

Section 30						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3671	0,5	471,9	467,824	-4,076	
2	-3671	1	471,9	469,44	-2,46	
3	-3671	1,5	471,9	469,525	-2,375	
4	-3671	4,5	471,9	469,593	-2,307	
5	-3671	5	471,9	469,541	-2,359	
6	-3671	7	471,9	469,472	-2,428	
7	-3671	7,17	471,9	469,53	-2,37	
8	-3671	7,33	471,9	469,854	-2,046	
9	-3671	7,5	471,9	470,076	-1,824	
10	-3671	8	471,9	470,548	-1,352	
11	-3671	8,17	471,9	470,49	-1,41	
12	-3671	8,33	471,9	470,121	-1,779	
13	-3671	8,5	471,9	469,382	-2,518	
14	-3671	8,83	471,9	466,801	-5,099	
15	-3671	9,5	471,9	466,345	-5,555	
16	-3671	10	471,9	466,512	-5,388	
17	-3671	15	471,9	466,662	-5,238	
18	-3671	16	471,9	466,362	-5,538	
19	-3671	21	471,9	466,23	-5,67	
20	-3671	22	471,9	465,648	-6,252	
21	-3671	24	471,9	465,034	-6,866	
22	-3671	31	471,9	464,731	-7,169	

Section 31						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3561	0,5	468	467,547	-0,453	
2	-3561	1	468	469,336	1,336	Débordement
3	-3561	1,5	468	469,431	1,431	Débordement
4	-3561	4,5	468	469,507	1,507	Débordement
5	-3561	5	468	469,45	1,45	Débordement
6	-3561	7	468	469,372	1,372	Débordement
7	-3561	7,17	468	469,434	1,434	Débordement
8	-3561	7,33	468	469,806	1,806	Débordement

9	-3561	7,5	468	470,053	2,053	Débordement
10	-3561	8	468	470,712	2,712	Débordement
11	-3561	8,17	468	470,633	2,633	Débordement
12	-3561	8,33	468	470,106	2,106	Débordement
13	-3561	8,5	468	469,295	1,295	Débordement
14	-3561	8,83	468	466,704	-1,296	
15	-3561	9,5	468	466,269	-1,731	
16	-3561	10	468	466,431	-1,569	
17	-3561	15	468	466,571	-1,429	
18	-3561	16	468	466,286	-1,714	
19	-3561	21	468	466,143	-1,857	
20	-3561	22	468	465,553	-2,447	
21	-3561	24	468	464,909	-3,091	
22	-3561	31	468	464,571	-3,429	

Section 32						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3470	0,5	468	466,581	-1,419	
2	-3470	1	468	468,165	0,165	Débordement
3	-3470	1,5	468	468,223	0,223	Débordement
4	-3470	4,5	468	468,271	0,271	Débordement
5	-3470	5	468	468,24	0,24	Débordement
6	-3470	7	468	468,191	0,191	Débordement
7	-3470	7,17	468	468,216	0,216	Débordement
8	-3470	7,33	468	468,44	0,44	Débordement
9	-3470	7,5	468	469,179	1,179	Débordement
10	-3470	8	468	469,951	1,951	Débordement
11	-3470	8,17	468	469,871	1,871	Débordement
12	-3470	8,33	468	469,295	1,295	Débordement
13	-3470	8,5	468	468,183	0,183	Débordement
14	-3470	8,83	468	466,005	-1,995	
15	-3470	9,5	468	465,569	-2,431	
16	-3470	10	468	465,731	-2,269	
17	-3470	15	468	465,871	-2,129	
18	-3470	16	468	465,586	-2,414	
19	-3470	21	468	465,443	-2,557	
20	-3470	22	468	464,916	-3,084	
21	-3470	24	468	464,36	-3,64	
22	-3470	31	468	463,966	-4,034	

Section 33						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3370	0,5	466,8	466,343	-0,457	
2	-3370	1	466,8	467,727	0,927	Débordement
3	-3370	1,5	466,8	467,79	0,99	Débordement
4	-3370	4,5	466,8	467,847	1,047	Débordement
5	-3370	5	466,8	467,807	1,007	Débordement
6	-3370	7	466,8	467,753	0,953	Débordement
7	-3370	7,17	466,8	467,787	0,987	Débordement
8	-3370	7,33	466,8	468,068	1,268	Débordement
9	-3370	7,5	466,8	468,513	1,713	Débordement
10	-3370	8	466,8	469,149	2,349	Débordement
11	-3370	8,17	466,8	468,879	2,079	Débordement
12	-3370	8,33	466,8	468,688	1,888	Débordement
13	-3370	8,5	466,8	467,736	0,936	Débordement
14	-3370	8,83	466,8	465,83	-0,97	
15	-3370	9,5	466,8	465,282	-1,518	
16	-3370	10	466,8	465,387	-1,413	
17	-3370	15	466,8	465,522	-1,278	
18	-3370	16	466,8	465,307	-1,493	
19	-3370	21	466,8	465,218	-1,582	
20	-3370	22	466,8	464,718	-2,082	
21	-3370	24	466,8	464,006	-2,794	
22	-3370	31	466,8	463,594	-3,206	

Section 34						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3269	0,5	468,2	466,238	-1,962	
2	-3269	1	468,2	467,777	-0,423	
3	-3269	1,5	468,2	467,841	-0,359	
4	-3269	4,5	468,2	467,897	-0,303	
5	-3269	5	468,2	467,86	-0,34	
6	-3269	7	468,2	467,805	-0,395	
7	-3269	7,17	468,2	467,834	-0,366	
8	-3269	7,33	468,2	468,089	-0,111	
9	-3269	7,5	468,2	468,156	-0,044	
10	-3269	8	468,2	468,699	0,499	Débordement
11	-3269	8,17	468,2	468,658	0,458	Débordement
12	-3269	8,33	468,2	468,264	0,064	Débordement
13	-3269	8,5	468,2	467,812	-0,388	
14	-3269	8,83	468,2	465,658	-2,542	
15	-3269	9,5	468,2	465,175	-3,025	
16	-3269	10	468,2	465,193	-3,007	
17	-3269	15	468,2	465,342	-2,858	
18	-3269	16	468,2	465,1	-3,1	

19	-3269	21	468,2	464,981	-3,219	
20	-3269	22	468,2	464,429	-3,771	
21	-3269	24	468,2	463,696	-4,504	
22	-3269	31	468,2	463,347	-4,853	

Section 35						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3167	0,5	466,4	465,719	-0,681	
2	-3167	1	466,4	467,208	0,808	Débordement
3	-3167	1,5	466,4	467,252	0,852	Débordement
4	-3167	4,5	466,4	467,291	0,891	Débordement
5	-3167	5	466,4	467,266	0,866	Débordement
6	-3167	7	466,4	467,228	0,828	Débordement
7	-3167	7,17	466,4	467,245	0,845	Débordement
8	-3167	7,33	466,4	467,422	1,022	Débordement
9	-3167	7,5	466,4	467,703	1,303	Débordement
10	-3167	8	466,4	468,351	1,951	Débordement
11	-3167	8,17	466,4	468,309	1,909	Débordement
12	-3167	8,33	466,4	467,857	1,457	Débordement
13	-3167	8,5	466,4	467,25	0,85	Débordement
14	-3167	8,83	466,4	465,459	-0,941	
15	-3167	9,5	466,4	464,94	-1,46	
16	-3167	10	466,4	465,05	-1,35	
17	-3167	15	466,4	465,157	-1,243	
18	-3167	16	466,4	464,97	-1,43	
19	-3167	21	466,4	464,849	-1,551	
20	-3167	22	466,4	464,36	-2,04	
21	-3167	24	466,4	463,679	-2,721	
22	-3167	31	466,4	463,34	-3,06	

Section 36						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-3067	0,5	466,7	465,314	-1,386	
2	-3067	1	466,7	466,653	-0,047	
3	-3067	1,5	466,7	466,733	0,033	Débordement
4	-3067	4,5	466,7	466,802	0,102	Débordement
5	-3067	5	466,7	466,76	0,06	Débordement
6	-3067	7	466,7	466,693	-0,007	
7	-3067	7,17	466,7	466,717	0,017	Débordement
8	-3067	7,33	466,7	467,031	0,331	Débordement
9	-3067	7,5	466,7	467,397	0,697	Débordement
10	-3067	8	466,7	468,029	1,329	Débordement
11	-3067	8,17	466,7	467,991	1,291	Débordement
12	-3067	8,33	466,7	467,558	0,858	Débordement
13	-3067	8,5	466,7	466,767	0,067	Débordement

14	-3067	8,83	466,7	465,263	-1,437	
15	-3067	9,5	466,7	464,632	-2,068	
16	-3067	10	466,7	464,764	-1,936	
17	-3067	15	466,7	464,922	-1,778	
18	-3067	16	466,7	464,678	-2,022	
19	-3067	21	466,7	464,52	-2,18	
20	-3067	22	466,7	463,979	-2,721	
21	-3067	24	466,7	463,386	-3,314	
22	-3067	31	466,7	463,119	-3,581	

Section 37						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2968	0,5	469	464,994	-4,006	
2	-2968	1	469	466,29	-2,71	
3	-2968	1,5	469	466,359	-2,641	
4	-2968	4,5	469	466,426	-2,574	
5	-2968	5	469	466,388	-2,612	
6	-2968	7	469	466,324	-2,676	
7	-2968	7,17	469	466,342	-2,658	
8	-2968	7,33	469	466,622	-2,378	
9	-2968	7,5	469	466,938	-2,062	
10	-2968	8	469	467,43	-1,57	
11	-2968	8,17	469	467,405	-1,595	
12	-2968	8,33	469	467,079	-1,921	
13	-2968	8,5	469	466,421	-2,579	
14	-2968	8,83	469	464,964	-4,036	
15	-2968	9,5	469	464,078	-4,922	
16	-2968	10	469	464,201	-4,799	
17	-2968	15	469	464,369	-4,631	
18	-2968	16	469	464,118	-4,882	
19	-2968	21	469	463,977	-5,023	
20	-2968	22	469	463,501	-5,499	
21	-2968	24	469	462,786	-6,214	
22	-2968	31	469	462,519	-6,481	

Section 38						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2871	0,5	467,7	464,227	-3,473	
2	-2871	1	467,7	465,29	-2,41	
3	-2871	1,5	467,7	465,359	-2,341	
4	-2871	4,5	467,7	465,434	-2,266	
5	-2871	5	467,7	465,395	-2,305	
6	-2871	7	467,7	465,326	-2,374	
7	-2871	7,17	467,7	465,339	-2,361	
8	-2871	7,33	467,7	465,603	-2,097	

9	-2871	7,5	467,7	465,956	-1,744	
10	-2871	8	467,7	466,505	-1,195	
11	-2871	8,17	467,7	466,495	-1,205	
12	-2871	8,33	467,7	466,163	-1,537	
13	-2871	8,5	467,7	465,511	-2,189	
14	-2871	8,83	467,7	464,2	-3,5	
15	-2871	9,5	467,7	463,662	-4,038	
16	-2871	10	467,7	463,734	-3,966	
17	-2871	15	467,7	463,858	-3,842	
18	-2871	16	467,7	463,687	-4,013	
19	-2871	21	467,7	463,591	-4,109	
20	-2871	22	467,7	463,216	-4,484	
21	-2871	24	467,7	462,286	-5,414	
22	-2871	31	467,7	461,765	-5,935	

Section 39						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2771	0,5	467,5	463,601	-3,899	
2	-2771	1	467,5	465,058	-2,442	
3	-2771	1,5	467,5	465,126	-2,374	
4	-2771	4,5	467,5	465,202	-2,298	
5	-2771	5	467,5	465,164	-2,336	
6	-2771	7	467,5	465,095	-2,405	
7	-2771	7,17	467,5	465,105	-2,395	
8	-2771	7,33	467,5	465,352	-2,148	
9	-2771	7,5	467,5	465,713	-1,787	
10	-2771	8	467,5	466,23	-1,27	
11	-2771	8,17	467,5	466,231	-1,269	
12	-2771	8,33	467,5	465,942	-1,558	
13	-2771	8,5	467,5	465,333	-2,167	
14	-2771	8,83	467,5	464,021	-3,479	
15	-2771	9,5	467,5	463,663	-3,837	
16	-2771	10	467,5	463,509	-3,991	
17	-2771	15	467,5	463,63	-3,87	
18	-2771	16	467,5	463,48	-4,02	
19	-2771	21	467,5	463,591	-3,909	
20	-2771	22	467,5	463,216	-4,284	
21	-2771	24	467,5	462,286	-5,214	
22	-2771	31	467,5	461,765	-5,735	

Section 40						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2670	0,5	461,4	462,863	1,463	Débordement
2	-2670	1	461,4	464,861	3,461	Débordement
3	-2670	1,5	461,4	464,931	3,531	Débordement
4	-2670	4,5	461,4	465,009	3,609	Débordement
5	-2670	5	461,4	464,971	3,571	Débordement
6	-2670	7	461,4	464,9	3,5	Débordement
7	-2670	7,17	461,4	464,907	3,507	Débordement
8	-2670	7,33	461,4	465,148	3,748	Débordement
9	-2670	7,5	461,4	465,548	4,148	Débordement
10	-2670	8	461,4	466,039	4,639	Débordement
11	-2670	8,17	461,4	466,062	4,662	Débordement
12	-2670	8,33	461,4	465,804	4,404	Débordement
13	-2670	8,5	461,4	465,192	3,792	Débordement
14	-2670	8,83	461,4	463,842	2,442	Débordement
15	-2670	9,5	461,4	463,221	1,821	Débordement
16	-2670	10	461,4	463,277	1,877	Débordement
17	-2670	15	461,4	463,403	2,003	Débordement
18	-2670	16	461,4	463,265	1,865	Débordement
19	-2670	21	461,4	463,16	1,76	Débordement
20	-2670	22	461,4	462,841	1,441	Débordement
21	-2670	24	461,4	462,212	0,812	Débordement
22	-2670	31	461,4	461,727	0,327	Débordement

Section 41						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2547	0,5	463,3	462,776	-0,524	
2	-2547	1	463,3	464,779	1,479	Débordement
3	-2547	1,5	463,3	464,849	1,549	Débordement
4	-2547	4,5	463,3	464,928	1,628	Débordement
5	-2547	5	463,3	464,89	1,59	Débordement
6	-2547	7	463,3	464,817	1,517	Débordement
7	-2547	7,17	463,3	464,824	1,524	Débordement
8	-2547	7,33	463,3	465,071	1,771	Débordement
9	-2547	7,5	463,3	465,482	2,182	Débordement
10	-2547	8	463,3	465,984	2,684	Débordement
11	-2547	8,17	463,3	465,887	2,587	Débordement
12	-2547	8,33	463,3	465,623	2,323	Débordement
13	-2547	8,5	463,3	465,109	1,809	Débordement
14	-2547	8,83	463,3	463,757	0,457	Débordement
15	-2547	9,5	463,3	463,126	-0,174	
16	-2547	10	463,3	463,182	-0,118	
17	-2547	15	463,3	463,32	0,02	Débordement
18	-2547	16	463,3	463,169	-0,131	

19	-2547	21	463,3	463,066	-0,234	
20	-2547	22	463,3	462,741	-0,559	
21	-2547	24	463,3	462,111	-1,189	
22	-2547	31	463,3	461,657	-1,643	

Section 42						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2444	0,5	467	462,304	-4,696	
2	-2444	1	467	463,973	-3,027	
3	-2444	1,5	467	464,03	-2,97	
4	-2444	4,5	467	464,096	-2,904	
5	-2444	5	467	464,065	-2,935	
6	-2444	7	467	464,005	-2,995	
7	-2444	7,17	467	464,01	-2,99	
8	-2444	7,33	467	464,204	-2,796	
9	-2444	7,5	467	464,466	-2,534	
10	-2444	8	467	465,013	-1,987	
11	-2444	8,17	467	464,86	-2,14	
12	-2444	8,33	467	464,713	-2,287	
13	-2444	8,5	467	464,25	-2,75	
14	-2444	8,83	467	463,065	-3,935	
15	-2444	9,5	467	462,508	-4,492	
16	-2444	10	467	462,546	-4,454	
17	-2444	15	467	462,574	-4,426	
18	-2444	16	467	462,518	-4,482	
19	-2444	21	467	462,474	-4,526	
20	-2444	22	467	462,147	-4,853	
21	-2444	24	467	461,609	-5,391	
22	-2444	31	467	461,285	-5,715	

Section 43						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2344	0,5	466,2	460,689	-5,511	
2	-2344	1	466,2	462,961	-3,239	
3	-2344	1,5	466,2	463,027	-3,173	
4	-2344	4,5	466,2	463,12	-3,08	
5	-2344	5	466,2	463,085	-3,115	
6	-2344	7	466,2	463,003	-3,197	
7	-2344	7,17	466,2	463,005	-3,195	
8	-2344	7,33	466,2	463,201	-2,999	
9	-2344	7,5	466,2	463,6	-2,6	
10	-2344	8	466,2	464,384	-1,816	
11	-2344	8,17	466,2	464,338	-1,862	
12	-2344	8,33	466,2	464,048	-2,152	
13	-2344	8,5	466,2	463,418	-2,782	

14	-2344	8,83	466,2	461,889	-4,311	
15	-2344	9,5	466,2	461,797	-4,403	
16	-2344	10	466,2	461,082	-5,118	
17	-2344	15	466,2	461,167	-5,033	
18	-2344	16	466,2	461,079	-5,121	
19	-2344	21	466,2	461,794	-4,406	
20	-2344	22	466,2	461,509	-4,691	
21	-2344	24	466,2	461,037	-5,163	
22	-2344	31	466,2	460,715	-5,485	

Section 44						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2150	0,5	464,5	456,69	-7,81	
2	-2150	1	464,5	462,864	-1,636	
3	-2150	1,5	464,5	462,944	-1,556	
4	-2150	4,5	464,5	463,063	-1,437	
5	-2150	5	464,5	463,021	-1,479	
6	-2150	7	464,5	462,917	-1,583	
7	-2150	7,17	464,5	462,917	-1,583	
8	-2150	7,33	464,5	463,142	-1,358	
9	-2150	7,5	464,5	463,564	-0,936	
10	-2150	8	464,5	464,354	-0,146	
11	-2150	8,17	464,5	464,33	-0,17	
12	-2150	8,33	464,5	464,064	-0,436	
13	-2150	8,5	464,5	463,47	-1,03	
14	-2150	8,83	464,5	461,559	-2,941	
15	-2150	9,5	464,5	460,227	-4,273	
16	-2150	10	464,5	460,284	-4,216	
17	-2150	15	464,5	460,549	-3,951	
18	-2150	16	464,5	460,319	-4,181	
19	-2150	21	464,5	460,101	-4,399	
20	-2150	22	464,5	459,669	-4,831	
21	-2150	24	464,5	458,781	-5,719	
22	-2150	31	464,5	458,299	-6,201	

Section 45						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-2038	0,5	464,5	456,463	-8,037	
2	-2038	1	464,5	462,893	-1,607	
3	-2038	1,5	464,5	462,973	-1,527	
4	-2038	4,5	464,5	463,09	-1,41	
5	-2038	5	464,5	463,048	-1,452	
6	-2038	7	464,5	462,945	-1,555	
7	-2038	7,17	464,5	462,945	-1,555	
8	-2038	7,33	464,5	463,174	-1,326	

9	-2038	7,5	464,5	463,589	-0,911	
10	-2038	8	464,5	464,306	-0,194	
11	-2038	8,17	464,5	464,272	-0,228	
12	-2038	8,33	464,5	464,021	-0,479	
13	-2038	8,5	464,5	463,463	-1,037	
14	-2038	8,83	464,5	461,558	-2,942	
15	-2038	9,5	464,5	460,214	-4,286	
16	-2038	10	464,5	460,274	-4,226	
17	-2038	15	464,5	460,539	-3,961	
18	-2038	16	464,5	460,305	-4,195	
19	-2038	21	464,5	460,09	-4,41	
20	-2038	22	464,5	459,659	-4,841	
21	-2038	24	464,5	458,776	-5,724	
22	-2038	31	464,5	458,297	-6,203	

Section 46						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1950	0,5	463	457,3	-5,7	
2	-1950	1	463	462,55	-0,45	
3	-1950	1,5	463	462,619	-0,381	
4	-1950	4,5	463	462,724	-0,276	
5	-1950	5	463	462,688	-0,312	
6	-1950	7	463	462,595	-0,405	
7	-1950	7,17	463	462,594	-0,406	
8	-1950	7,33	463	462,784	-0,216	
9	-1950	7,5	463	463,178	0,178	Débordement
10	-1950	8	463	463,868	0,868	Débordement
11	-1950	8,17	463	463,813	0,813	Débordement
12	-1950	8,33	463	463,563	0,563	Débordement
13	-1950	8,5	463	463,055	0,055	Débordement
14	-1950	8,83	463	461,27	-1,73	
15	-1950	9,5	463	459,973	-3,027	
16	-1950	10	463	460,022	-2,978	
17	-1950	15	463	460,279	-2,721	
18	-1950	16	463	460,067	-2,933	
19	-1950	21	463	459,848	-3,152	
20	-1950	22	463	459,465	-3,535	
21	-1950	24	463	458,691	-4,309	
22	-1950	31	463	458,244	-4,756	

Section 47						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1840	0,5	465	457,05	-7,95	
2	-1840	1	465	462,012	-2,988	
3	-1840	1,5	465	462,069	-2,931	
4	-1840	4,5	465	462,168	-2,832	
5	-1840	5	465	462,131	-2,869	
6	-1840	7	465	462,045	-2,955	
7	-1840	7,17	465	462,044	-2,956	
8	-1840	7,33	465	462,246	-2,754	
9	-1840	7,5	465	462,595	-2,405	
10	-1840	8	465	462,785	-2,215	
11	-1840	8,17	465	463,266	-1,734	
12	-1840	8,33	465	462,591	-2,409	
13	-1840	8,5	465	462,561	-2,439	
14	-1840	8,83	465	460,69	-4,31	
15	-1840	9,5	465	459,213	-5,787	
16	-1840	10	465	459,242	-5,758	
17	-1840	15	465	459,499	-5,501	
18	-1840	16	465	459,296	-5,704	
19	-1840	21	465	459,11	-5,89	
20	-1840	22	465	458,782	-6,218	
21	-1840	24	465	458,12	-6,88	
22	-1840	31	465	457,771	-7,229	

Section 48						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1738	0,5	461,5	455,302	-6,198	
2	-1738	1	461,5	460,515	-0,985	
3	-1738	1,5	461,5	460,666	-0,834	
4	-1738	4,5	461,5	460,805	-0,695	
5	-1738	5	461,5	460,771	-0,729	
6	-1738	7	461,5	460,658	-0,842	
7	-1738	7,17	461,5	460,656	-0,844	
8	-1738	7,33	461,5	460,735	-0,765	
9	-1738	7,5	461,5	461,166	-0,334	
10	-1738	8	461,5	462,293	0,793	Débordement
11	-1738	8,17	461,5	462,309	0,809	Débordement
12	-1738	8,33	461,5	462,148	0,648	Débordement
13	-1738	8,5	461,5	461,634	0,134	Débordement
14	-1738	8,83	461,5	459,674	-1,826	
15	-1738	9,5	461,5	457,825	-3,675	
16	-1738	10	461,5	457,828	-3,672	
17	-1738	15	461,5	458,144	-3,356	
18	-1738	16	461,5	457,917	-3,583	

19	-1738	21	461,5	457,695	-3,805	
20	-1738	22	461,5	457,432	-4,068	
21	-1738	24	461,5	456,804	-4,696	
22	-1738	31	461,5	456,431	-5,069	

Section 49						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1638	0,5	460,3	455,302	-4,998	
2	-1638	1	460,3	460,6	0,3	Débordement
3	-1638	1,5	460,3	460,746	0,446	Débordement
4	-1638	4,5	460,3	460,888	0,588	Débordement
5	-1638	5	460,3	460,852	0,552	Débordement
6	-1638	7	460,3	460,737	0,437	Débordement
7	-1638	7,17	460,3	460,734	0,434	Débordement
8	-1638	7,33	460,3	460,828	0,528	Débordement
9	-1638	7,5	460,3	461,278	0,978	Débordement
10	-1638	8	460,3	462,444	2,144	Débordement
11	-1638	8,17	460,3	462,417	2,117	Débordement
12	-1638	8,33	460,3	462,299	1,999	Débordement
13	-1638	8,5	460,3	461,707	1,407	Débordement
14	-1638	8,83	460,3	459,765	-0,535	
15	-1638	9,5	460,3	457,825	-2,475	
16	-1638	10	460,3	457,828	-2,472	
17	-1638	15	460,3	458,151	-2,149	
18	-1638	16	460,3	457,917	-2,383	
19	-1638	21	460,3	457,695	-2,605	
20	-1638	22	460,3	457,432	-2,868	
21	-1638	24	460,3	456,804	-3,496	
22	-1638	31	460,3	456,431	-3,869	

Section 50						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1500	0,5	460,2	454,019	-6,181	
2	-1500	1	460,2	460,592	0,392	Débordement
3	-1500	1,5	460,2	460,743	0,543	Débordement
4	-1500	4,5	460,2	460,913	0,713	Débordement
5	-1500	5	460,2	460,875	0,675	Débordement
6	-1500	7	460,2	460,731	0,531	Débordement
7	-1500	7,17	460,2	460,728	0,528	Débordement
8	-1500	7,33	460,2	460,863	0,663	Débordement
9	-1500	7,5	460,2	461,324	1,124	Débordement
10	-1500	8	460,2	462,448	2,248	Débordement
11	-1500	8,17	460,2	462,45	2,25	Débordement
12	-1500	8,33	460,2	462,234	2,034	Débordement
13	-1500	8,5	460,2	461,681	1,481	Débordement

14	-1500	8,83	460,2	459,643	-0,557	
15	-1500	9,5	460,2	457,575	-2,625	
16	-1500	10	460,2	457,558	-2,642	
17	-1500	15	460,2	458,042	-2,158	
18	-1500	16	460,2	457,678	-2,522	
19	-1500	21	460,2	457,396	-2,804	
20	-1500	22	460,2	456,939	-3,261	
21	-1500	24	460,2	455,682	-4,518	
22	-1500	31	460,2	455,3	-4,9	

Section 51						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1401	0,5	460,2	453,505	-6,695	
2	-1401	1	460,2	460,061	-0,139	
3	-1401	1,5	460,2	460,231	0,031	Débordement
4	-1401	4,5	460,2	460,417	0,217	Débordement
5	-1401	5	460,2	460,376	0,176	Débordement
6	-1401	7	460,2	460,221	0,021	Débordement
7	-1401	7,17	460,2	460,219	0,019	Débordement
8	-1401	7,33	460,2	460,34	0,14	Débordement
9	-1401	7,5	460,2	460,873	0,673	Débordement
10	-1401	8	460,2	462,045	1,845	Débordement
11	-1401	8,17	460,2	462,051	1,851	Débordement
12	-1401	8,33	460,2	461,855	1,655	Débordement
13	-1401	8,5	460,2	461,324	1,124	Débordement
14	-1401	8,83	460,2	459,177	-1,023	
15	-1401	9,5	460,2	457,101	-3,099	
16	-1401	10	460,2	457,059	-3,141	
17	-1401	15	460,2	457,433	-2,767	
18	-1401	16	460,2	457,18	-3,02	
19	-1401	21	460,2	456,916	-3,284	
20	-1401	22	460,2	456,58	-3,62	
21	-1401	24	460,2	455,666	-4,534	
22	-1401	31	460,2	455,191	-5,009	

Section 52						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1301	0,5	458,2	453,352	-4,848	
2	-1301	1	458,2	459,789	1,589	Débordement
3	-1301	1,5	458,2	459,909	1,709	Débordement
4	-1301	4,5	458,2	460,115	1,915	Débordement
5	-1301	5	458,2	460,056	1,856	Débordement
6	-1301	7	458,2	459,904	1,704	Débordement
7	-1301	7,17	458,2	459,903	1,703	Débordement
8	-1301	7,33	458,2	460,003	1,803	Débordement

9	-1301	7,5	458,2	460,477	2,277	Débordement
10	-1301	8	458,2	461,732	3,532	Débordement
11	-1301	8,17	458,2	461,737	3,537	Débordement
12	-1301	8,33	458,2	461,538	3,338	Débordement
13	-1301	8,5	458,2	460,965	2,765	Débordement
14	-1301	8,83	458,2	458,944	0,744	Débordement
15	-1301	9,5	458,2	456,916	-1,284	
16	-1301	10	458,2	456,845	-1,355	
17	-1301	15	458,2	457,232	-0,968	
18	-1301	16	458,2	456,987	-1,213	
19	-1301	21	458,2	456,696	-1,504	
20	-1301	22	458,2	456,352	-1,848	
21	-1301	24	458,2	455,482	-2,718	
22	-1301	31	458,2	455,055	-3,145	

Section 53						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1201	0,5	459	453,219	-5,781	
2	-1201	1	459	458,995	-0,005	
3	-1201	1,5	459	459,1	0,1	Débordement
4	-1201	4,5	459	459,324	0,324	Débordement
5	-1201	5	459	459,249	0,249	Débordement
6	-1201	7	459	459,1	0,1	Débordement
7	-1201	7,17	459	459,1	0,1	Débordement
8	-1201	7,33	459	459,181	0,181	Débordement
9	-1201	7,5	459	459,705	0,705	Débordement
10	-1201	8	459	460,909	1,909	Débordement
11	-1201	8,17	459	460,908	1,908	Débordement
12	-1201	8,33	459	460,697	1,697	Débordement
13	-1201	8,5	459	460,175	1,175	Débordement
14	-1201	8,83	459	458,382	-0,618	
15	-1201	9,5	459	456,507	-2,493	
16	-1201	10	459	456,367	-2,633	
17	-1201	15	459	456,822	-2,178	
18	-1201	16	459	456,555	-2,445	
19	-1201	21	459	456,198	-2,802	
20	-1201	22	459	455,862	-3,138	
21	-1201	24	459	454,945	-4,055	
22	-1201	31	459	454,524	-4,476	

Section 54						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1101	0,5	458	453,343	-4,657	
2	-1101	1	458	458,693	0,693	Débordement
3	-1101	1,5	458	458,915	0,915	Débordement
4	-1101	4,5	458	458,97	0,97	Débordement
5	-1101	5	458	458,981	0,981	Débordement
6	-1101	7	458	458,913	0,913	Débordement
7	-1101	7,17	458	458,908	0,908	Débordement
8	-1101	7,33	458	458,983	0,983	Débordement
9	-1101	7,5	458	459,132	1,132	Débordement
10	-1101	8	458	460,15	2,15	Débordement
11	-1101	8,17	458	460,167	2,167	Débordement
12	-1101	8,33	458	460,048	2,048	Débordement
13	-1101	8,5	458	459,632	1,632	Débordement
14	-1101	8,83	458	458,292	0,292	Débordement
15	-1101	9,5	458	456,291	-1,709	
16	-1101	10	458	456,002	-1,998	
17	-1101	15	458	456,567	-1,433	
18	-1101	16	458	456,284	-1,716	
19	-1101	21	458	455,833	-2,167	
20	-1101	22	458	455,514	-2,486	
21	-1101	24	458	454,763	-3,237	
22	-1101	31	458	454,454	-3,546	

Section 55						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-1001	0,5	457,3	453,5	-3,8	
2	-1001	1	457,3	458,656	1,356	Débordement
3	-1001	1,5	457,3	458,861	1,561	Débordement
4	-1001	4,5	457,3	458,98	1,68	Débordement
5	-1001	5	457,3	458,967	1,667	Débordement
6	-1001	7	457,3	458,864	1,564	Débordement
7	-1001	7,17	457,3	458,861	1,561	Débordement
8	-1001	7,33	457,3	458,92	1,62	Débordement
9	-1001	7,5	457,3	459,16	1,86	Débordement
10	-1001	8	457,3	460,039	2,739	Débordement
11	-1001	8,17	457,3	460,065	2,765	Débordement
12	-1001	8,33	457,3	459,982	2,682	Débordement
13	-1001	8,5	457,3	459,666	2,366	Débordement
14	-1001	8,83	457,3	458,243	0,943	Débordement
15	-1001	9,5	457,3	456,1	-1,2	
16	-1001	10	457,3	455,674	-1,626	
17	-1001	15	457,3	456,347	-0,953	
18	-1001	16	457,3	456,042	-1,258	

19	-1001	21	457,3	455,49	-1,81	
20	-1001	22	457,3	455,179	-2,121	
21	-1001	24	457,3	454,579	-2,721	
22	-1001	31	457,3	454,204	-3,096	

Section 56						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-901	0,5	456,8	452,5	-4,3	
2	-901	1	456,8	458,702	1,902	Débordement
3	-901	1,5	456,8	458,93	2,13	Débordement
4	-901	4,5	456,8	459,06	2,26	Débordement
5	-901	5	456,8	459,042	2,242	Débordement
6	-901	7	456,8	458,931	2,131	Débordement
7	-901	7,17	456,8	458,928	2,128	Débordement
8	-901	7,33	456,8	458,996	2,196	Débordement
9	-901	7,5	456,8	459,235	2,435	Débordement
10	-901	8	456,8	460,25	3,45	Débordement
11	-901	8,17	456,8	460,276	3,476	Débordement
12	-901	8,33	456,8	460,173	3,373	Débordement
13	-901	8,5	456,8	459,79	2,99	Débordement
14	-901	8,83	456,8	458,237	1,437	Débordement
15	-901	9,5	456,8	456,114	-0,686	
16	-901	10	456,8	455,702	-1,098	
17	-901	15	456,8	456,38	-0,42	
18	-901	16	456,8	456,066	-0,734	
19	-901	21	456,8	455,503	-1,297	
20	-901	22	456,8	455,054	-1,746	
21	-901	24	456,8	453,789	-3,011	
22	-901	31	456,8	453,453	-3,347	

Section 57						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-801	0,5	456,7	452,031	-4,669	
2	-801	1	456,7	458,232	1,532	Débordement
3	-801	1,5	456,7	458,447	1,747	Débordement
4	-801	4,5	456,7	458,56	1,86	Débordement
5	-801	5	456,7	458,542	1,842	Débordement
6	-801	7	456,7	458,348	1,648	Débordement
7	-801	7,17	456,7	458,447	1,747	Débordement
8	-801	7,33	456,7	458,497	1,797	Débordement
9	-801	7,5	456,7	458,613	1,913	Débordement
10	-801	8	456,7	459,704	3,004	Débordement
11	-801	8,17	456,7	459,633	2,933	Débordement
12	-801	8,33	456,7	459,541	2,841	Débordement
13	-801	8,5	456,7	459,162	2,462	Débordement

14	-801	8,83	456,7	457,983	1,283	Débordement
15	-801	9,5	456,7	456,047	-0,653	
16	-801	10	456,7	455,517	-1,183	
17	-801	15	456,7	456,289	-0,411	
18	-801	16	456,7	455,983	-0,717	
19	-801	21	456,7	455,381	-1,319	
20	-801	22	456,7	454,846	-1,854	
21	-801	24	456,7	453,342	-3,358	
22	-801	31	456,7	452,887	-3,813	

Section 58						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-701	0,5	457,5	451,6	-5,9	
2	-701	1	457,5	458,033	0,533	Débordement
3	-701	1,5	457,5	458,198	0,698	Débordement
4	-701	4,5	457,5	458,315	0,815	Débordement
5	-701	5	457,5	458,297	0,797	Débordement
6	-701	7	457,5	458,2	0,7	Débordement
7	-701	7,17	457,5	458,198	0,698	Débordement
8	-701	7,33	457,5	458,25	0,75	Débordement
9	-701	7,5	457,5	458,485	0,985	Débordement
10	-701	8	457,5	459,458	1,958	Débordement
11	-701	8,17	457,5	459,496	1,996	Débordement
12	-701	8,33	457,5	459,414	1,914	Débordement
13	-701	8,5	457,5	459,04	1,54	Débordement
14	-701	8,83	457,5	457,865	0,365	Débordement
15	-701	9,5	457,5	455,901	-1,599	
16	-701	10	457,5	455,245	-2,255	
17	-701	15	457,5	456,14	-1,36	
18	-701	16	457,5	455,817	-1,683	
19	-701	21	457,5	455,055	-2,445	
20	-701	22	457,5	454,614	-2,886	
21	-701	24	457,5	452,871	-4,629	
22	-701	31	457,5	452,422	-5,078	

Section 59						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-601	0,5	457,5	450,096	-7,404	
2	-601	1	457,5	457,841	0,341	Débordement
3	-601	1,5	457,5	458,052	0,552	Débordement
4	-601	4,5	457,5	458,17	0,67	Débordement
5	-601	5	457,5	458,157	0,657	Débordement
6	-601	7	457,5	458,057	0,557	Débordement
7	-601	7,17	457,5	458,055	0,555	Débordement
8	-601	7,33	457,5	458,098	0,598	Débordement

9	-601	7,5	457,5	458,312	0,812	Débordement
10	-601	8	457,5	458,968	1,468	Débordement
11	-601	8,17	457,5	459,251	1,751	Débordement
12	-601	8,33	457,5	459,176	1,676	Débordement
13	-601	8,5	457,5	458,841	1,341	Débordement
14	-601	8,83	457,5	457,54	0,04	Débordement
15	-601	9,5	457,5	455,664	-1,836	
16	-601	10	457,5	454,939	-2,561	
17	-601	15	457,5	455,907	-1,593	
18	-601	16	457,5	455,553	-1,947	
19	-601	21	457,5	454,694	-2,806	
20	-601	22	457,5	454,264	-3,236	
21	-601	24	457,5	452,566	-4,934	
22	-601	31	457,5	451,738	-5,762	

Section 60						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-506	0,5	457	449,996	-7,004	
2	-506	1	457	457,476	0,476	Débordement
3	-506	1,5	457	457,734	0,734	Débordement
4	-506	4,5	457	457,775	0,775	Débordement
5	-506	5	457	457,764	0,764	Débordement
6	-506	7	457	457,667	0,667	Débordement
7	-506	7,17	457	457,664	0,664	Débordement
8	-506	7,33	457	457,697	0,697	Débordement
9	-506	7,5	457	457,964	0,964	Débordement
10	-506	8	457	458,782	1,782	Débordement
11	-506	8,17	457	458,828	1,828	Débordement
12	-506	8,33	457	458,761	1,761	Débordement
13	-506	8,5	457	458,394	1,394	Débordement
14	-506	8,83	457	457,31	0,31	Débordement
15	-506	9,5	457	455,269	-1,731	
16	-506	10	457	454,596	-2,404	
17	-506	15	457	455,557	-1,443	
18	-506	16	457	455,171	-1,829	
19	-506	21	457	454,471	-2,529	
20	-506	22	457	453,921	-3,079	
21	-506	24	457	452,357	-4,643	
22	-506	31	457	451,472	-5,528	

Section 61						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-401	0,5	456,3	449,639	-6,661	
2	-401	1	456,3	457,011	0,711	Débordement
3	-401	1,5	456,3	457,276	0,976	Débordement
4	-401	4,5	456,3	457,394	1,094	Débordement
5	-401	5	456,3	457,383	1,083	Débordement
6	-401	7	456,3	457,285	0,985	Débordement
7	-401	7,17	456,3	457,283	0,983	Débordement
8	-401	7,33	456,3	457,315	1,015	Débordement
9	-401	7,5	456,3	457,505	1,205	Débordement
10	-401	8	456,3	458,318	2,018	Débordement
11	-401	8,17	456,3	458,373	2,073	Débordement
12	-401	8,33	456,3	458,307	2,007	Débordement
13	-401	8,5	456,3	458,022	1,722	Débordement
14	-401	8,83	456,3	456,934	0,634	Débordement
15	-401	9,5	456,3	454,591	-1,709	
16	-401	10	456,3	454,025	-2,275	
17	-401	15	456,3	454,877	-1,423	
18	-401	16	456,3	454,521	-1,779	
19	-401	21	456,3	453,776	-2,524	
20	-401	22	456,3	453,332	-2,968	
21	-401	24	456,3	451,711	-4,589	
22	-401	31	456,3	450,997	-5,303	

Section 62						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-301	0,5	456,5	449,324	-7,176	
2	-301	1	456,5	456,564	0,064	Débordement
3	-301	1,5	456,5	456,847	0,347	Débordement
4	-301	4,5	456,5	456,969	0,469	Débordement
5	-301	5	456,5	456,958	0,458	Débordement
6	-301	7	456,5	456,858	0,358	Débordement
7	-301	7,17	456,5	456,855	0,355	Débordement
8	-301	7,33	456,5	456,881	0,381	Débordement
9	-301	7,5	456,5	457,063	0,563	Débordement
10	-301	8	456,5	457,938	1,438	Débordement
11	-301	8,17	456,5	458,006	1,506	Débordement
12	-301	8,33	456,5	457,958	1,458	Débordement
13	-301	8,5	456,5	457,652	1,152	Débordement
14	-301	8,83	456,5	456,558	0,058	Débordement
15	-301	9,5	456,5	453,965	-2,535	
16	-301	10	456,5	453,476	-3,024	
17	-301	15	456,5	454,184	-2,316	
18	-301	16	456,5	453,921	-2,579	

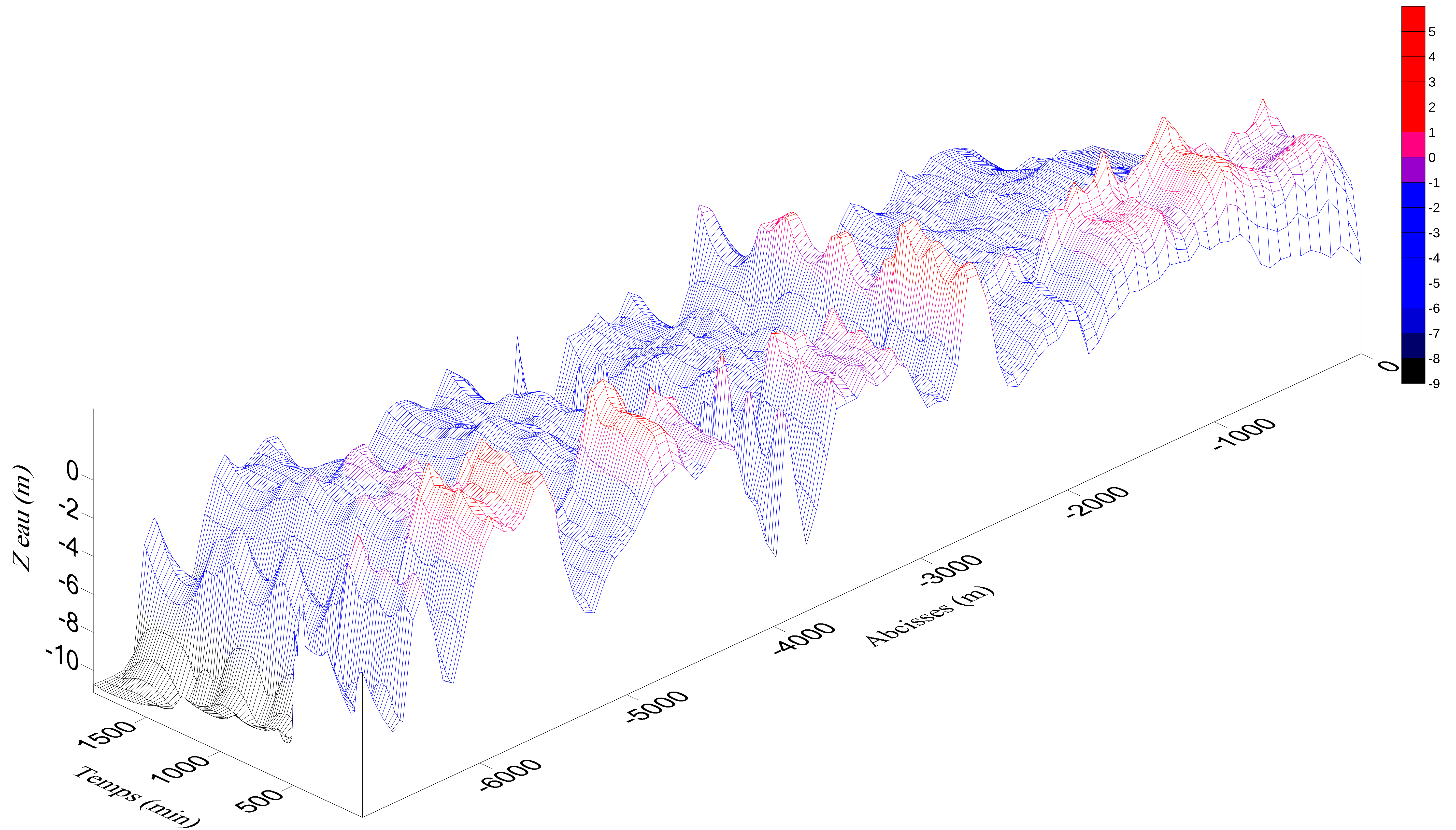
19	-301	21	456,5	453,232	-3,268	
20	-301	22	456,5	452,837	-3,663	
21	-301	24	456,5	451,276	-5,224	
22	-301	31	456,5	450,533	-5,967	

Section 63						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-200	0,5	455,4	448,748	-6,652	
2	-200	1	455,4	455,855	0,455	Débordement
3	-200	1,5	455,4	456,166	0,766	Débordement
4	-200	4,5	455,4	456,298	0,898	Débordement
5	-200	5	455,4	456,287	0,887	Débordement
6	-200	7	455,4	456,178	0,778	Débordement
7	-200	7,17	455,4	456,176	0,776	Débordement
8	-200	7,33	455,4	456,201	0,801	Débordement
9	-200	7,5	455,4	456,396	0,996	Débordement
10	-200	8	455,4	457,373	1,973	Débordement
11	-200	8,17	455,4	457,455	2,055	Débordement
12	-200	8,33	455,4	457,402	2,002	Débordement
13	-200	8,5	455,4	457,059	1,659	Débordement
14	-200	8,83	455,4	455,886	0,486	Débordement
15	-200	9,5	455,4	453,191	-2,209	
16	-200	10	455,4	452,751	-2,649	
17	-200	15	455,4	453,317	-2,083	
18	-200	16	455,4	453,165	-2,235	
19	-200	21	455,4	452,521	-2,879	
20	-200	22	455,4	452,15	-3,25	
21	-200	24	455,4	450,673	-4,727	
22	-200	31	455,4	449,939	-5,461	

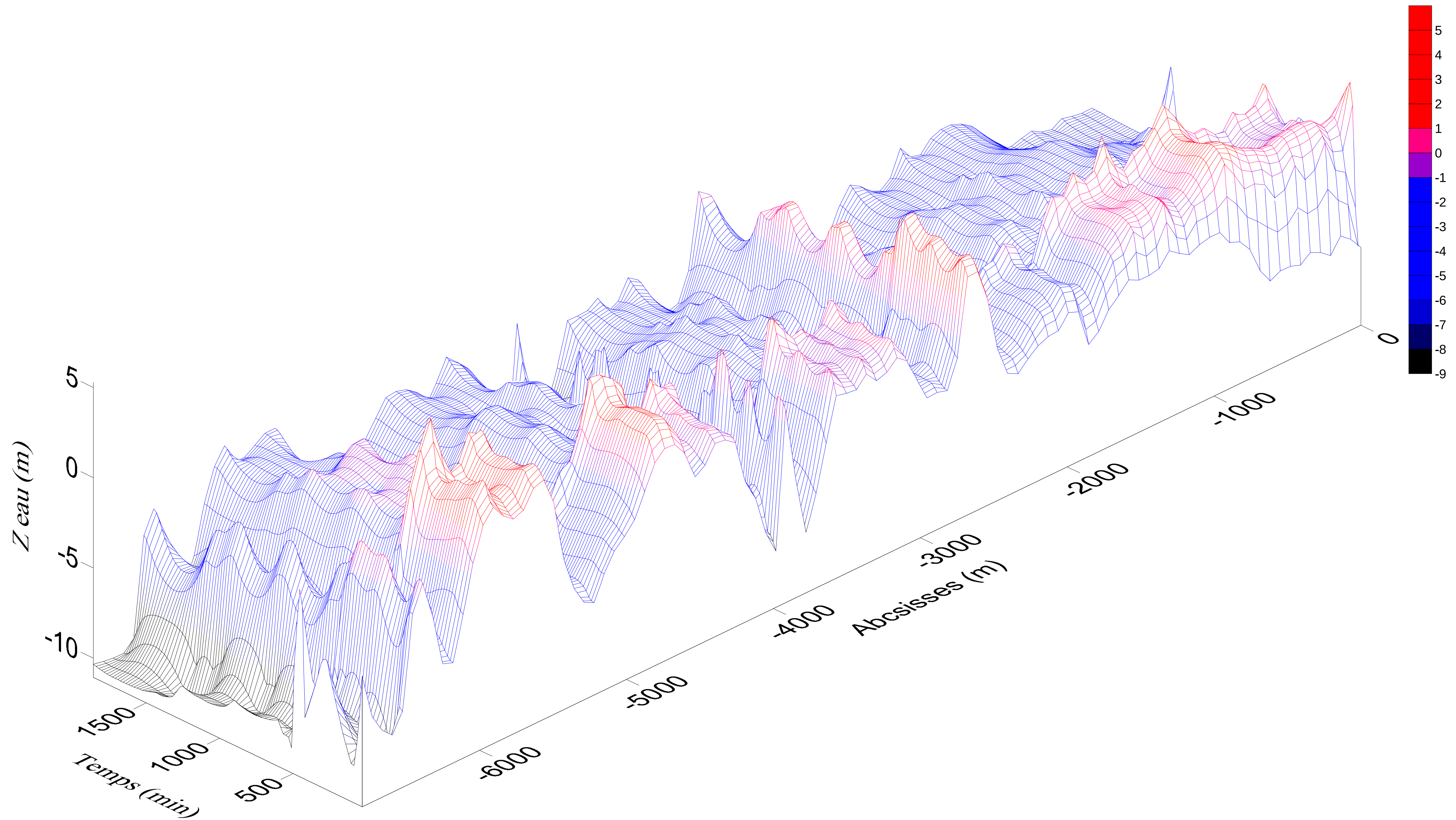
Section 64						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	-100	0,5	455	448,248	-6,752	
2	-100	1	455	454,158	-0,842	
3	-100	1,5	455	454,526	-0,474	
4	-100	4,5	455	454,666	-0,334	
5	-100	5	455	454,656	-0,344	
6	-100	7	455	454,54	-0,46	
7	-100	7,17	455	454,537	-0,463	
8	-100	7,33	455	454,562	-0,438	
9	-100	7,5	455	454,76	-0,24	
10	-100	8	455	455,037	0,037	Débordement
11	-100	8,17	455	455,426	0,426	Débordement
12	-100	8,33	455	455,553	0,553	Débordement
13	-100	8,5	455	454,961	-0,039	

14	-100	8,83	455	454,228	-0,772	
15	-100	9,5	455	451,338	-3,662	
16	-100	10	455	451,071	-3,929	
17	-100	15	455	451,427	-3,573	
18	-100	16	455	451,318	-3,682	
19	-100	21	455	450,932	-4,068	
20	-100	22	455	450,76	-4,24	
21	-100	24	455	449,794	-5,206	
22	-100	31	455	449,26	-5,74	

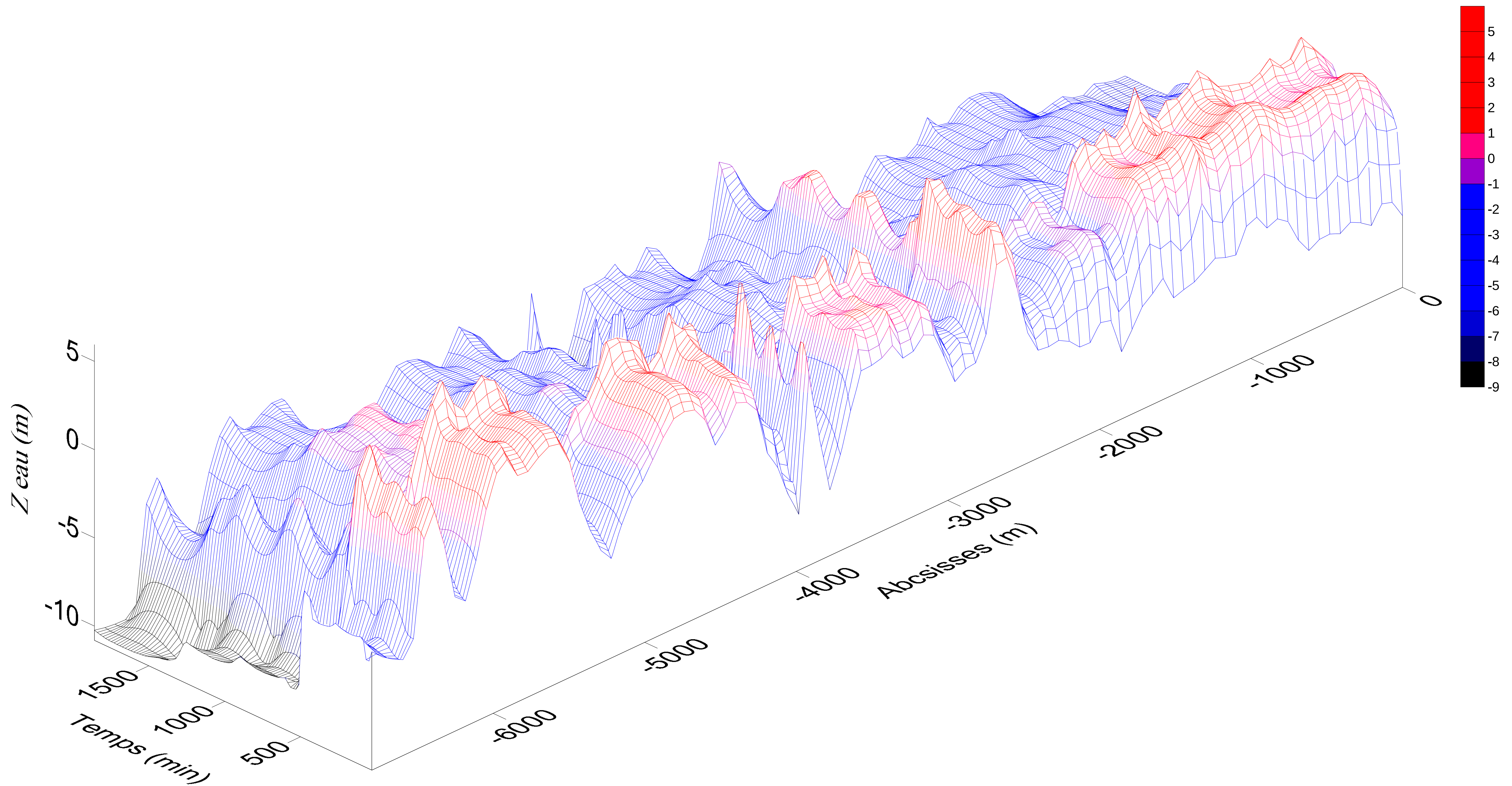
Section 65						
N	Abscisse	temps(h)	cote min	cote d'eau	Z eau- Z min	statut
1	0	0,5	454,5	447,792	-6,708	
2	0	1	454,5	452,653	-1,847	
3	0	1,5	454,5	453,157	-1,343	
4	0	4,5	454,5	453,356	-1,144	
5	0	5	454,5	453,342	-1,158	
6	0	7	454,5	453,18	-1,32	
7	0	7,17	454,5	453,175	-1,325	
8	0	7,33	454,5	453,211	-1,289	
9	0	7,5	454,5	453,477	-1,023	
10	0	8	454,5	460,264	5,764	Débordement
11	0	8,17	454,5	454,101	-0,399	
12	0	8,33	454,5	454,612	0,112	Débordement
13	0	8,5	454,5	452,401	-2,099	
14	0	8,83	454,5	452,755	-1,745	
15	0	9,5	454,5	450,186	-4,314	
16	0	10	454,5	449,905	-4,595	
17	0	15	454,5	450,286	-4,214	
18	0	16	454,5	450,158	-4,342	
19	0	21	454,5	449,774	-4,726	
20	0	22	454,5	449,552	-4,948	
21	0	24	454,5	448,678	-5,822	
22	0	31	454,5	448,316	-6,184	



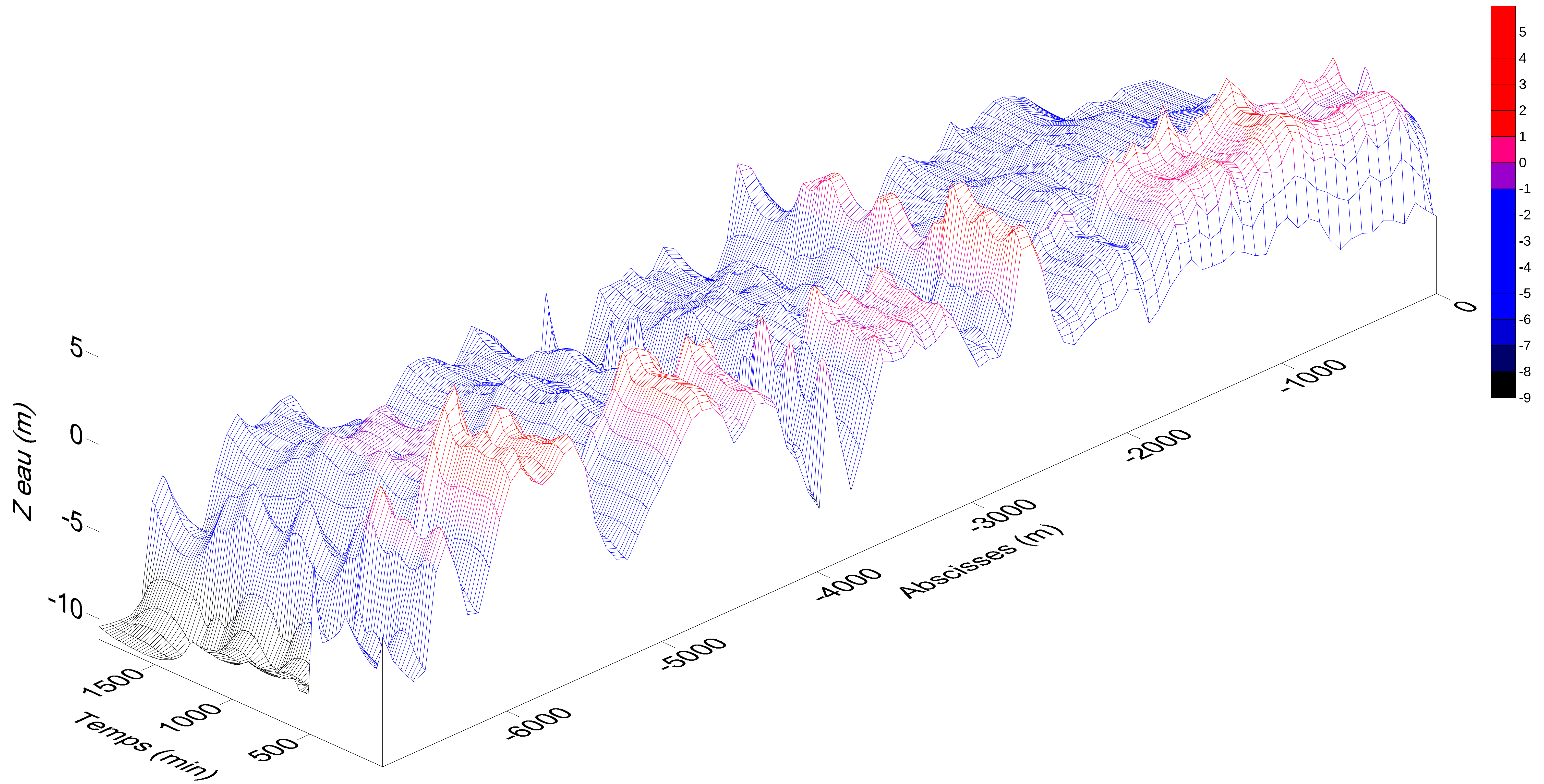
Représentation graphique de débordement (formule de Griffith, 1981)



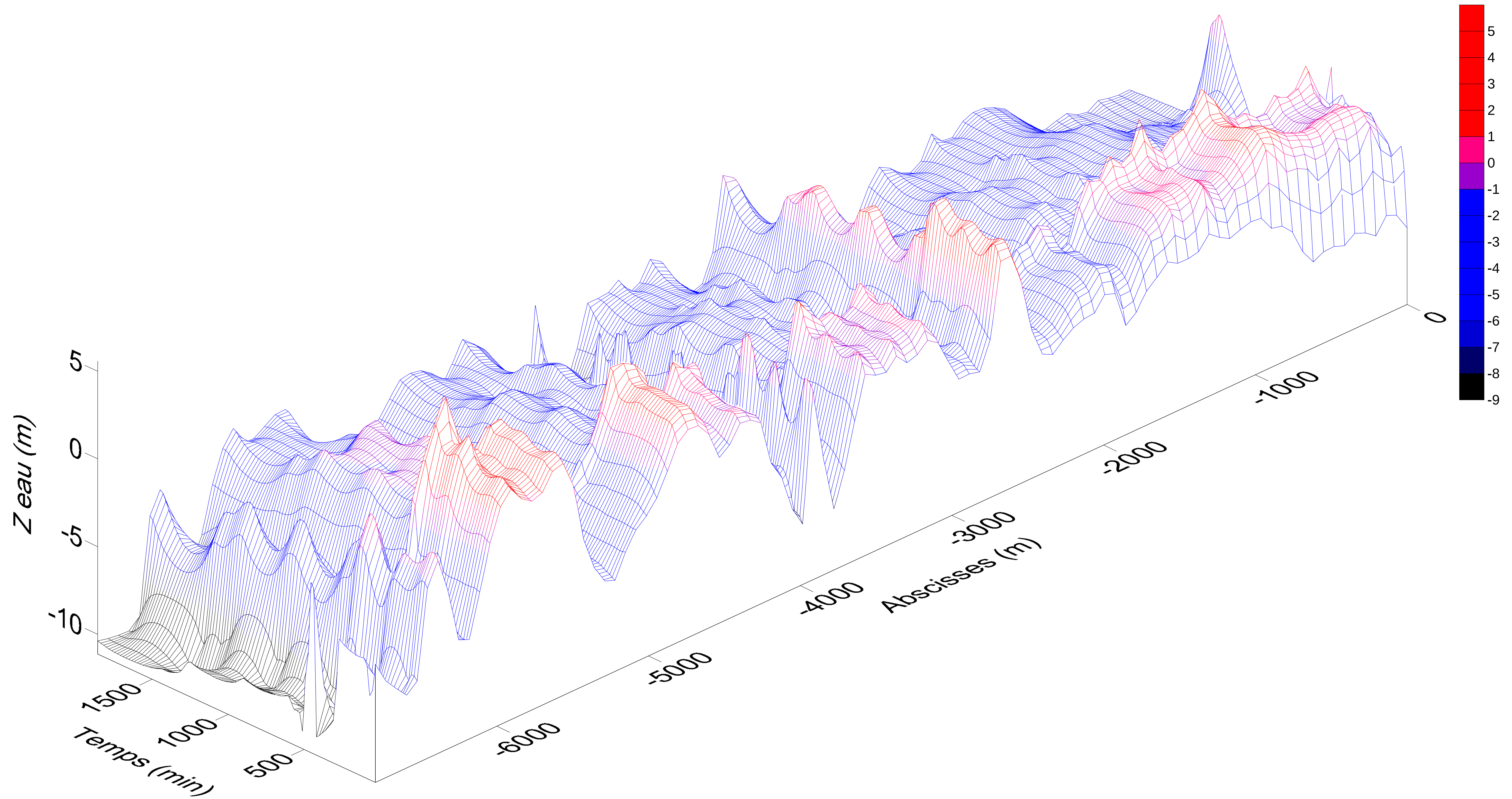
Représentation graphique de débordement (formule de Karim,1995)



Représentation graphique de débordement (formule de Yu et Lim, 2003)



Représentation graphique de débordement (formule de Recking et al, 2008)



Représentation graphique de débordement (formule de Garde et Raju, 1966)

Références Bibliographiques

[1] Graf.W.H et Altinakar.M.S. *Hydraulique Fluviale : écoulement non permanent et phénomènes de transport*, Tome2, Traité de Génie civile, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Presse polytechnique de universitaire romanes ,1992

[2] Marant.L. *Comparaison entre la modélisation de rivière unidimensionnelle (1D) et bidimensionnelle (2D) en vue d'une modélisation de la Basse Vallée de la Doller*.Conseil Général du Haut –Rhin.97p, 2009

[3] Abbott.M.B.et Ionescu.F. *On the numerical computation of nearly-horizontal flows*. Journal of Hydraulic Research , 5 :97-117, 1967.

[4] DHI. Mike 11, *A Modeling System For Rivers and Channels*- Référence manuel, 2004

[5] US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. HEC-RAS, *River Analysis System* – Hydraulic Reference Manuel, November 2002.

[6] Preissmann .A. et J.A. Cunge. *Calcul du mascaret sur machine électronique*. La Houille Blanche, 5, 588-596, 1961

[7] Preissmann .A et J.A.Cunge. *Calcul des intumescences sur machines électroniques*. In Actes du 9ème congrès de l'IAHRE, Duborvnik, 1961.

[8] Preissmann .A. *Propagation des intumescences dans les canaux et rivières*. In Actes du premier congrès de l'association française du calcul, Grenoble, 1961

[9] Liggett .J.A et J.A. Cung. *Numerical Methode of Solution of the Unsteady Flow Equations*, Chapter 4, Water Resouces Publications, 1975

[10] Chen .Y.H *Mathematical Model of Water and Sediment Routing in Natural Channels*. PhD thesis, Departement of Civil Engineering, Colorado State University, 1973.

[11] Meselhe .E.A et F.M. Holly. *Invalidity of the Preissmann scheme for transcritical flow*. Journal of Hydraulic Engineering, 123(7) : 652-655, 1997.

[12] Johnson .T.C, M.J.Baines, et P.K. Sweby. *Box scheme for transcritical flow*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 55 :895-912, 2002

[13] US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. HEC-RAS, *River Analysis System* – User's Manuel, November 2006.

[14] Fread .D.L, J.Mingn, et M.L. Janice. *An LPI numerical solution for unsteady mixed flow simulation*. In Proceedings of the North american Water Congress, Anehiem. American Society of Civil Engineers, 1996

[15] HR Wallingford. *Isis Flow- User Manuel*, 1999.

[16] Hasbaia.M, *Etude critique du transport solide et ses conséquences sur les cours d'eau naturels*, USTO,2011 ,149p

[17] Papanicolaou A, Bdour A, and Wicklein E. *A numerical model for the study of sediment transport in steep mountain streams*. J. Hydraul. Res., 42(4), 357–366. (2004)

[18] Vila J.P.. *Système de lois de conservation, schémas de quasi d'ordre et condition d'entropie., compte rendu de l'Acadimie des sciences*, I(5), 157-160. (1984)

[19] Vila J.P. *Sur la théorie et l'approximation numérique de problèmes hyperboliques non linéaires. Application aux équations de Saint-Venant et à la modélisation des avalanches de neige dense*. Paris , Université de Paris VI, France, p. 481. (1986).

[20] Paquier, A. *Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage. Thèse de doctorat, Université Jean Monnet de Saint Etienne*, France. (1995).

[21] Balayn, P. *Contribution à la modélisation numérique de l'évolution morphologique des cours d'eau aménagés lors de crues*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon, France. (2001).

[22] El Kadi K. *Evolution d'un lit de rivière en fonction des apports. Thèse de doctorat, université de Claude Bernard,* Lyon, France. (2006).

[23] El Kadi K, et Paquier A.. *One-dimensional numerical modeling of sediment transport and bed deformation in open channels*. Water Resources Research 45:20. 2009

[24] Karim M.F., *Bed configuration and hydraulic resistance in alluvial-channel flows, Journal of hydraulics Engineering*, Vol. 121, No. 12, pp. 15-25. (1995).

[25] Yu Guoliang and Lim Siow-Yong, *Modified Manning formula for flow in alluvial channels with sand-beds*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 37 NO. 3, pp 303-312. (2003).

[26] Griffiths G.A., *Flow Resistance in Coarse Gravel Bed Rivers, Journal of the Hydraulics Research*, Vol 107, N°. HY7, pp. 899-918. (1981).

[27] Recking A., Frey P., Paquier A., Belleudy P. and Champagne J.Y., *Feedback between bed load transport and flow resistance in gravel bed rivers*. Water Resources Research, Vol. 44. (2008).

[28] Meyer-Peter E. and Mueller R.,. *Formulas for bed-load transport*. Report on Second Meeting of IAHR, Stockholm, Sweden, 39–64. (1948)

[29] Smart G. *Coefficient of friction for flow resistance in alluvial channels, Proc. Instn. Civ. Engrgs. Wat. & Energy*, 136, pp. 205-210. (1999)

[30] Williams G.P. *Flume width and water depth effects in sediment transport experiments,* Professional paper NO. 562-H, USGS. (1970).

[31] Recking A. *An experiment study of grain sorting effects on bedload*. Phd thesis, Cemagref de Lyon, p. 261. (2006)

[32] Parker G. *Selective sorting and abrasion of river gravel*. II Applications, Journal of Hydraulic engineering, Vol. 117, No. 2, pp. 150-171. (1991)

[33] Karim M.F. and Kennedy J. F. *Menu of couple velocity and sediment discharge relations for rivers*. Journal of Hydraulic Engineering, 116(8), 978-996. (1990)